



Esta obra está bajo una [Licencia
Creative Commons Atribución-
NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en
<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO
YURACYACU, EN EL SECTOR MONTERREY, DISTRITO DE
NUEVA CAJAMARCA, PROVINCIA DE RIOJA, DEPARTAMENTO
DE SAN MARTÍN”.**

**Tesis para optar el título profesional de
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Bach. Joel Altamirano Requejo

ASESOR:

Ing. Santiago Chavez Cachay

Tarapoto – Perú

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO
YURACYACU, EN EL SECTOR MONTERREY, DISTRITO DE
NUEVA CAJAMARCA, PROVINCIA DE RIOJA, DEPARTAMENTO
DE SAN MARTÍN”.**


**Tesis para optar el título profesional de
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

Bach. Joel Altamirano Requejo

Sustentada y aprobada ante el honorable jurado el día 06 de Agosto del 2018.


.....
Ing. M.Sc Víctor E. SAMAMÉ ZATTA
Presidente


.....
Ing. Máximo Alcibiades VILCA COTRINA
Miembro


.....
Ing. Gilberto ALIAGA ATALAYA
Secretario


.....
Ing. Santiago CHAVEZ CACHAY
Asesor

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, Joel Altamirano Requejo, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, en la Escuela profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, identificado con DNI N° 73210767, con la tesis titulada “Análisis y Diseño del Puente Vehicular sobre el Río Yuracyacu, en el sector Monterrey, Distrito de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja, Departamento de San Martín”.

Declaro bajo juramento que:

1. La tesis es de mi autoría
2. He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni totalmente ni parcialmente.
3. La tesis no ha sido auto plagiada; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
4. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, con el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios y plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de falsa), entre otros, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 06 de agosto del 2018



Joel Altamirano Requejo

DNI N° 73210767

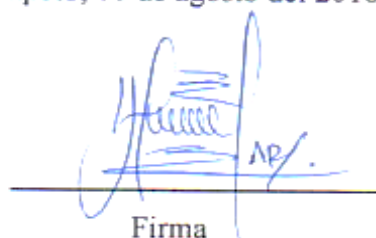


DECLARACIÓN JURADA

Yo, Joel Altamirano Requejo, identificado con DNI N° 73210767, domicilio legal: Jirón Libertad N°850 – Nueva Cajamarca, a efecto de cumplir con las Disposiciones Vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, DECLARO BAJO JURAMENTO, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como la información aportada, por lo cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto

Tarapoto, 06 de agosto del 2018



Firma



Huella Digital

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis.

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Altamirano Peguejo Joel		
Código de alumno :	113137	Teléfono:	978858994
Correo electrónico :	joelr@ohotmail.com	DNI:	73210767

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	Análisis y Diseño del Puente Vehicular Sobre el río Yucayacu, en el sector Monterrey, distrito de Nueva Cajamarca, Provincia de Hoga, departamento de San Martín.
Año de publicación:	2018

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12º del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI “**Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA**”.



Firma del Autor

8. Para ser llenado en la Oficina de Repositorio Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso Abierto de la UNSM – T.

Fecha de recepción del documento:

26 / 11 / 2018




Firma del Responsable de Repositorio
Digital de Ciencia y Tecnología de Acceso
Abierto de la UNSM – T.

*** Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

DEDICATORIA

A mis queridos padres, **ALBARINO ALTAMIRANO SEMPERTEGÜI** y **BACELIZA REQUEJO RAMOS** por brindarme su apoyo incondicional en mi formación personal y profesional inculcándome los valores éticos y morales.

A mis hermanos, **CESAR H. ALTAMIRANO REQUEJO** y **NANCY ALTAMIRANO REQUEJO**, quienes me incentivan a seguir superándome cada día más.

A la memoria de mis adorados familiares, **FLORENCIO REQUEJO CARRASCO** y **ROYSER N. REQUEJO HIDALGO**, quienes me demostraron que la sencillez y la humildad nos convierten en grandes personas.

Joel

AGRADECIMIENTO

A DIOS

Por la vida y las bendiciones de cada día,
haciendo posible el cumplimiento de
cada uno de mis metas y sueños trazados.

Al Ing°. **Cesar Hernando Altamirano
Requejo** por la motivación y orientación
brindada antes y durante la realización de la
presente tesis y por haberme facilitado la
información necesaria para hacerlo posible.

Al Ing° **Santiago Chavez Cachay** por la
asesoría ejercida en la elaboración de mi
tesis. A mis Docentes y Amigos de la
Facultad de Ingeniería Civil, quienes han
contribuido en mi formación profesional.

Joel

ÍNDICE

Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento.....	vii
Índice.....	vii
Resumen.....	xix
Capítulo I. Introducción	
1.1 Realidad Problemática.....	2
1.2 Trabajos previos/antecedentes.....	2
1.3 Teorías relacionadas al tema	
1.3.1 Puentes.....	4
1.3.2 Tipos de superestructuras.....	4
1.3.3 Elementos estructurales de un puente	
1.3.3.1 La superestructura.....	8
1.3.3.2 La subestructura.....	8
1.3.3.3 Apoyos.....	9
1.3.3.4 Cargas de diseño.....	9
1.3.3.5 Cargas permanentes.....	10
1.3.3.6 Cargas variables.....	10
1.3.3.7 Factores y combinaciones de carga.....	14
1.3.3.8 Estados limites.....	15
1.3.3.9 Análisis estructural de un puente.....	16
1.3.3.10 Análisis y diseño de la superestructura	
1.3.3.10.1 Análisis y diseño del tablero.....	17
1.3.3.10.2 Vigas principales.....	21
1.3.3.10.3 Cálculos fundamentales para elementos a flexión.....	27
1.3.3.10.4 Verificación de los estados limites.....	31
1.3.3.10.5 Vigas diafragma.....	38
1.3.3.10.6 Rigidizadores.....	39
1.3.3.10.7 Conectores.....	44
1.3.3.10.8 Conexiones.....	46
1.3.3.10.9 Control de deflexiones.....	49
1.3.3.11 Diseño de los aparatos de apoyo.....	49

1.3.3.12 Barandas.....	53
1.3.3.13 Estribos.....	55
1.3.3.14 Pilotes.....	57
1.4 Formulación del problema.....	61
1.5 Justificación del estudio.....	62
1.6 Hipótesis.....	62
1.7 Objetivos.....	62

Capítulo II. Método

2.1 Diseño de investigación.....	63
2.2 Variables.....	63
2.3 Población y muestra.....	63
2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.....	63
2.5 Método de análisis de datos.....	63

Capítulo III. Resultados y discusión

3.1 Resultados

3.1.1 Análisis estructural

3.1.1.1 Cargas.....	65
---------------------	----

3.1.1.2 Camión de diseño.....	65
-------------------------------	----

3.1.1.3 Resultados

3.1.1.3.1 Análisis estructural de la losa.....	66
--	----

3.1.1.3.2 Análisis estructural de vigas principales.....	72
--	----

3.1.2 Diseño

3.1.2.1 Diseño de la losa de concreto armado.....	81
---	----

3.1.2.2 Diseño de las vigas principales.....	84
--	----

3.1.2.3 Diseño de estribos.....	127
---------------------------------	-----

3.1.2.4. Diseño de Pilotes.....	143
---------------------------------	-----

3.1.3 Presentación de resultados.....	164
---------------------------------------	-----

3.2 Discusión.....	169
--------------------	-----

Conclusiones.....	179
-------------------	-----

Recomendaciones.....	181
----------------------	-----

Referencias bibliograficas.....	182
---------------------------------	-----

Anexos

ANEXO 01: ESTUDIOS BÁSICOS.....	184
ANEXO 02: EVALUACION DEL PROYECTO.....	365
ANEXO 03: PROPUESTA DE PROYECTO.....	370
ANEXO 04: UBICACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	371
ANEXO 05: MAPA DE DISTRIBUCION DE ISOACELERACIONES.....	372
ANEXO 06: PLANOS DEL PROYECTO.....	373

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pesos específicos de los materiales.....	10
Tabla 2. Incremento de la carga viva por efectos dinámicos.....	12
Tabla 3. Factores de modificación de respuesta sísmica R-Subestructuras.....	14
Tabla 4. Combinaciones de carga.....	16
Tabla 5. Factor de presencia múltiple.....	19
Tabla 6. Peraltes mínimos para superestructuras de sección constante.....	21
Tabla 7. Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial.....	43
Tabla 8. Constante de amplitud de fatiga crítica.....	53

ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 1: Momentos flectores máximos en la sección transversal.....	68
Cuadro 2: Momentos por ancho de franja en el tablero.....	70
Cuadro 3: Momentos afectados por presencia múltiple vehicular.....	71
Cuadro 4: Análisis por sobrecarga viva vehicular y peatonal.....	71
Cuadro 5: Momentos flectores en vigas interiores.....	75
Cuadro 6: Momentos flectores en vigas exteriores.....	76
Cuadro 7: Momentos flectores por sobrecarga viva vehicular H-93 en vigas.....	76
Cuadro 8: Momentos flectores por sobrecarga vehicular H-93 para fatiga y fractura.....	77
Cuadro 9: Resumen de momentos flectores en vigas interiores.....	78
Cuadro 10: Resumen de momentos flectores en vigas exteriores.....	78
Cuadro 11: Fuerzas cortantes en vigas interiores.....	79
Cuadro 12: Fuerzas cortantes en vigas exteriores.....	79
Cuadro 13: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 en vigas.....	80
Cuadro 14: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 para fatiga y fractura.....	81
Cuadro 15: Resumen del momento plástico en las diferentes secciones de la viga.....	95
Cuadro 16: Momentos de fluencia en las diferentes secciones de la viga.....	96
Cuadro 17: Momentos resistentes vs momentos actuantes en las diferentes secciones de la viga.....	98
Cuadro 18: Esfuerzos en la sección compuesta (cargas de corta duración).....	99
Cuadro 19: Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de sección compuesta.....	100
Cuadro 20: Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de sección compuesta.....	101
Cuadro 21: Esfuerzos en ambas alas de la sección.....	101
Cuadro 22: Cortante en el alma debido a la carga permanente no mayorada mas la sobrecarga de fatiga en la viga exterior.....	103
Cuadro 23: Cortante en el alma debido a la carga permanente no mayorada mas la sobrecarga de fatiga en la viga interior.....	103
Cuadro 24: Fuerza cortante por resistencia en la viga exterior.....	104
Cuadro 25: Fuerza cortante por resistencia en la viga interior.....	105
Cuadro 26: Espaciamiento de conectores en la viga exterior.....	114
Cuadro 27: Espaciamiento de conectores en la viga interior.....	115
Cuadro 28: Contraflecha.....	123

Cuadro 29: Propiedades del material.....	124
Cuadro 30: Momentos de diseño del estribo.....	135
Cuadro 31: Momentos de diseño del pilote.....	136
Cuadro 32: Cortantes de diseño del estribo.....	136
Cuadro 33: Cargas actuantes en el modelo usado.....	144
Cuadro 34: Fuerzas estabilizadoras.....	144
Cuadro 35: Fuerzas desestabilizadoras.....	145
Cuadro 36: Fuerzas estabilizadoras.....	145
Cuadro 37: Fuerzas desestabilizadoras.....	145
Cuadro 38: Fuerzas estabilizadoras.....	146
Cuadro 39: Fuerzas desestabilizadoras.....	146
Cuadro 40: Fuerzas estabilizadoras.....	147
Cuadro 41: Fuerzas desestabilizadoras.....	147
Cuadro 42: Fuerzas estabilizadoras.....	148
Cuadro 43: Fuerzas desestabilizadoras.....	148
Cuadro 44: Resumen de cargas.....	148
Cuadro 45: Cargas de componentes vertical.....	150
Cuadro 46: Cálculos estribo izquierdo.....	154
Cuadro 47: Cálculos estribo derecho.....	158
Cuadro 48: Momentos factorados y momentos de fluencia.....	172
Cuadro 49: Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de sección compuesta.....	173
Cuadro 50: Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de sección compuesta.....	173
Cuadro 51: Esfuerzos en ambas alas de la sección.....	174
Cuadro 52: Resumen de fuerzas cortantes últimas y fuerza cortante nominal.....	174

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Puente en arco simplemente apoyado.....	4
Figura 2: Puente continuo.....	5
Figura 3: Puente arco.....	5
Figura 4: Puente Atirantado.....	5
Figura 5: Puente Colgante.....	6
Figura 6: Puente de concreto simplemente apoyado.....	6
Figura 7: Puente arco de concreto.....	6
Figura 8: Puente simplemente apoyado de 3 tramos.....	7
Figura 9: Puente tipo pórtico.....	7
Figura 10: Elementos de un puente.....	7
Figura 11: Infraestructura de un puente.....	8
Figura 12: Tipos de cimentación en un puente.....	9
Figura 13: Características del camión de diseño.....	11
Figura 14: Características del camión tandem.....	12
Figura 15: Peralte efectivo de la losa.....	20
Figura 16: Superestructuras habituales.....	23
Figura 17: Distancia “de”.....	24
Figura 18: Esfuerzos en la sección compuesta.....	26
Figura 19: Cálculo del momento plástico y el eje neutro plástico en flexión positiva.....	28
Figura 20: Ubicación del eje neutro.....	30
Figura 21: Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión positiva.....	31
Figura 22: Diagrama de flujo para el estado límite de servicio.....	34
Figura 23: Diagrama de flujo para el estado límite de fatiga y fractura.....	36
Figura 24: Diagrama de flujo para el estado límite de resistencia.....	38
Figura 25: Sección efectiva.....	44
Figura 26: Tipos de soldadura.....	48
Figura 27: Simbología de soldadura.....	49
Figura 28: Ábacos para el cálculo del factor de forma.....	51
Figura 29: Tipos de baranda.....	53
Figura 30: Predimensionamiento de estribos.....	56
Figura 31: Cargas típicas en estribo.....	57

Figura 32: Cargas verticales en los pilotes.....	60
Figura 33: Camión de diseño HL-93.....	65
Figura 34: Tamden del camión de diseño HL-93.....	66
Figura 35: Sección longitudinal del puente.....	66
Figura 36: Sección transversal del puente.....	66
Figura 37: Carga de losa (DC1).....	67
Figura 38: Carga de vereda (DC2).....	67
Figura 39: Carga de baranda (DC3).....	67
Figura 40: Carga de superficie de desgaste (DW).....	67
Figura 41: S/C Peatonal (PL).....	68
Figura 42: S/C Vehicular (LL)-1 vía cargada.....	68
Figura 43: S/C Vehicular (LL)-2 vías cargadas.....	68
Figura 44: MF por carga de losa (DC1).....	69
Figura 45: MF por carga de vereda (DC2).....	69
Figura 46: MF por carga de baranda (DC3).....	69
Figura 47: MF por carga de superficie de desgaste (DW).....	69
Figura 48: MF por S/C Peatonal (PL).....	69
Figura 49: MF por S/C Vehicular (LL)-1 vía cargada.....	69
Figura 50: MF por S/C Vehicular (LL)-2 vías cargadas.....	70
Figura 51: Momentos flectores en vigas interiores.....	75
Figura 52: Momentos flectores en vigas exteriores.....	76
Figura 53: Momentos flectores por sobrecarga viva vehicular H-93 en vigas.....	77
Figura 54: Momentos flectores por sobrecarga vehicular H-93 para fatiga y fractura.....	77
Figura 55: Fuerzas cortantes en vigas interiores.....	79
Figura 56: Fuerzas cortantes en vigas exteriores.....	80
Figura 57: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 en vigas.....	80
Figura 58: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 para fatiga y fractura.....	81
Figura 59: Secciones I de la viga principal.....	84
Figura 60: Secciones 1 de la viga principal.....	85
Figura 61: Secciones 2 de la viga principal.....	88
Figura 62: Secciones 3 de la viga principal.....	90
Figura 63: Ubicación del eje neutro plástico (ENP).....	93
Figura 64: Momento plástico vs momento de fluencia.....	96

Figura 65: Momentos resistentes vs momentos actuantes en las diferentes secciones de la viga.....	99
Figura 66: Cortante en el alma V_u vs V_{cr}	104
Figura 67: Cortante en el alma V_u R_i vs $\phi_v * V_n$	106
Figura 68: Rigidizadores transversales intermedios a lo largo de la viga.....	107
Figura 69: Ancho y espesor del rigidizador.....	107
Figura 70: Sección efectiva del rigidizador.....	112
Figura 71: Conectores en la dirección transversal.....	113
Figura 72: Ubicación de la carga viva centrada sobre el diafragma.....	117
Figura 73: Ubicación de la carga viva excéntrica sobre el diafragma.....	118
Figura 74: Sección de la viga diafragma.....	118
Figura 75: Distribución de la S/C Vehicular en vigas.....	122
Figura 76: Contraflecha.....	123
Figura 77: Curvas esfuerzo – deformación.....	126
Figura 78: Predimensionamiento del estribo.....	128
Figura 79: Vista en elevación del estribo.....	130
Figura 80: Vista en planta del estribo.....	130
Figura 81: Modelamiento del estribo en SAP2000.....	132
Figura 82: Momentos y Cortantes Máximos de Diseño (M_{11} , V_{13}).....	133
Figura 83: Momentos y Cortantes Mínimas de Diseño (M_{11} , V_{13}).....	133
Figura 84: Momentos y Cortantes Máximos de Diseño (M_{22} , V_{23}).....	133
Figura 85: Momentos y Cortantes Mínimas de Diseño (M_{22} , V_{23}).....	134
Figura 86: Envolvente de Momentos (M_{22} , M_{33}).....	134
Figura 87: Envolvente de Cortantes (V_{22} , V_{33}).....	134
Figura 88: Diagrama de Fuerza Axial y Momento Torsor.....	135
Figura 89: Modelo Usado Para el Análisis de Cargas.....	143
Figura 90: Cargas Verticales en Pilotes.....	149
Figura 91: Ensayo SPT (Estribo Izquierdo).....	153
Figura 92: Capacidad Carga vs Profundidad.....	156
Figura 93: Ensayo SPT (Estribo Derecho).....	157
Figura 94: Capacidad Carga vs Profundidad.....	159
Figura 95: Modelo Usado Para el Análisis.....	160
Figura 96: Modelo flector del pilote.....	161
Figura 97: Fuerza Cortante del pilote.....	161

Figura 98: Fuerza Axial del Pilote.....	162
Figura 99: Detalle del Modelo de Análisis Local del Estribo Mostrando los Indices Demanda/Capacidad en Pilotes.....	162
Figura 100: Resultados del SAP 2000.....	163
Figura 101: Momento Plástico vs Momento de Fluencia.....	172

ÍNDICE DE PLANOS

- Plano PY-UB : Ubicación y localización.
- Plano PY-TP : Topografía.
- Plano PY-VG : Vista general.
- Plano PY-E-01: Losa (Geometría).
- Plano PY-E-02: Losa (Armadura).
- Plano PY-E-03: Vigas metálicas (Vigas principales).
- Plano PY-E-04: Vigas metálicas (Vigas principales).
- Plano PY-E-05: Vigas metálicas (Diafragmas).
- Plano PY-E-06: Estribo izquierdo (Geometría).
- Plano PY-E-07: Estribo izquierdo (Armadura).
- Plano PY-E-08: Estribo izquierdo (Armadura).
- Plano PY-E-09: Estribo derecho (Geometría).
- Plano PY-E-10: Estribo derecho (Armadura).
- Plano PY-E-11: Estribo derecho (Armadura).
- Plano PY-E-12: Pilotaje estribo izquierdo.
- Plano PY-E-13: Pilotaje estribo derecho.
- Plano PY-E-14: Dispositivos de apoyo.
- Plano PY-E-15: Barandas.
- Plano PY-SÑ-01: Señalización (Planta General).
- Plano PY-SÑ-02: Señalización vertical.
- Plano PY-SÑ-03: Poste de kilometraje + flechas (detalles).
- Plano PY-SÑ-04: Tachas delineadoras.
- Plano PY-SÑ-05: Señalización (Marcas en el pavimento).
- Plano PY-SÑ-06: Señalización (Estructura tipo Marco).
- Plano PY-SÑ-07: Señalización (Señales informativas).
- Plano PY-SÑ-08: Señalización Guardavías.

RESUMEN

El problema que existe debido a la inadecuada viabilidad de la ciudad con las localidades aledañas, surge la necesidad de la construcción de un puente vehicular. La importancia de este proyecto radica en sus objetivos y fines que persigue. En el presente Informe de Tesis, se realizó el Análisis y Diseño del Puente tipo sección compuesta (vigas metálicas y losa de concreto), cuya aplicación se desarrolla en la localidad de Nueva Cajamarca, sobre el río Yuracyacu, Provincia de Rioja, Departamento de San Martín. La metodología que se ha empleado es la siguiente:

En primer lugar se ha revisado la bibliografía de diferentes autores y especialistas para luego iniciar los trabajos con la evaluación de la geometría del puente en conjunto, aplicando de esta manera todos los conocimientos adquiridos durante la formación académica universitaria y vía experiencia laboral. Posteriormente se ha efectuado la etapa de diseño de acuerdo con lo especificado en el manual de Diseño de Puentes del MTC, aplicando el método de Diseño Load & Resistance Factor Design (LRFD), establecidas en las normas de diseño de la American of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).

De los resultados se obtuvo que la estructura a diseñar es un puente vehicular de una vía de tráfico, con un ancho de calzada de 8.40 m, el cual tendrá una luz de 47.00 m, el puente será esviado. El tablero o losa tendrá un espesor de 0.20 m y la estructura portante principal consiste en dos (4) vigas metálicas, las cuales de acuerdo al diseño tendrán un peralte de 1.80 m, además se colocarán cinco (07) vigas diafragmas metálicas, con la finalidad de absorber el momento torsor, asimismo se dispondrá de veredas de 1.25 m de ancho a cada lado con barandas de acero galvanizado. La subestructura está constituida por estribos de concreto armado y cimentación profunda mediante pilotes. La geometría de los estribos en planta se ha proyectado siguiendo el ángulo de esviaje del puente (con lados paralelos al eje del río). Ambos estribos tienen 6.00 m de altura. Siendo la cota superior del parapeto 830.00 msnm (cota rasante del puente) y la cota del fondo de zapata 824 msnm; tiene cimentación profunda mediante 10 pilotes excavados de 1.00 m de diámetro y 20.00 m de profundidad para el estribo izquierdo y 15.00 m de profundidad para el estribo derecho. Todo esto conlleva a concluir que en el presente trabajo, se ha conseguido un puente que brindará máxima seguridad.

Palabras claves: Diseño del puente vehicular yuracyacu.

ABSTRACT

The problem that exists due to the inadequate viability of the city with the surrounding localities, arises the need for the construction of a vehicular bridge. The importance of this project lies in its objectives and goals pursued. In the present Thesis Report, the Analysis and Design of the bridge type composite section (metallic beams and concrete slab), whose application is developed in the town of Nueva Cajamarca, over the river Yuracyacu, Province of Rioja, Department of San Martín. The methodology that has been used is the following:

In the first place, the bibliography of different authors and specialists has been revised to then start the work with the evaluation of the bridge geometry as a whole, applying in this way all the knowledge acquired during the university academic training and via work experience. Subsequently, the design stage has been carried out according to what is specified in the MTC's Bridge Design Manual, applying the Design method Diseño Load & Resistance Factor Design (LRFD), established in the design standards of the American of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.).

From the results it was obtained that the structure to be designed is a vehicular bridge of a traffic road, with a road width of 8.40 m, which will have a light of 47.00 m, the bridge will be flipped. The board or slab will have a thickness of 0.20 m and the main supporting structure consists of two (4) metal beams, which according to the design will have a cant of 1.80 m, in addition five (07) metal diaphragm beams will be placed, with the purpose to absorb the torsional moment, also there will be sidewalks of 1.25 m wide on each side with galvanized steel railings. The substructure consists of reinforced concrete abutments and deep foundation by piles. The geometry of the abutments in plan has been projected following the angle of travel of the bridge (with sides parallel to the axis of the river). Both stirrups are 6.00 m high. Being the upper level of the parapet 830.00 masl (level of the bridge) and the bottom of the shoe 824 masl; It has deep foundations with 10 excavated piles of 1.00 m in diameter and 20.00 m in depth for the left abutment and 15.00 m in depth for the right abutment. All this leads to the conclusion that in the present work, a bridge has been achieved that will provide maximum security.

Keywords: Yuracyacu vehicular bridge design.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Nueva Cajamarca carece de muchos accesos con sus pueblos aledaños, por lo cual muchos pobladores no pueden trasladarse de un lugar a otro tan fácilmente, y más aún sacar sus productos al mercado de consumo; además la congestión vehicular dentro de la ciudad se vuelve un caos. ¿Se podrá analizar y diseñar una estructura del puente vehicular sobre el río Yuracyacu, distrito de Nueva Cajamarca?

Nuestro objetivo es elaborar el análisis y diseño de la estructura del puente vehicular sobre el río Yuracyacu; teniendo como objeto actualmente la falta de puentes por lo que debido a ello no se puede acceder de manera fácil de los pueblos a la ciudad.

Por lo tanto propongo la elaboración de un puente de sección compuesta, que brinde la seguridad y un funcionamiento óptimo del mismo. Entonces planteamos nuestra hipótesis “si diseñamos un puente sobre el río Yuracyacu, distrito de Nueva Cajamarca, entonces mejoraremos la transitabilidad, viabilidad y el nivel socioeconómico para todo el país”.

En nuestro esquema capitular tenemos; Capítulo I (introducción) en el cual trata de todos los antecedentes, de la realidad problemática, las teorías relacionadas al tema a tratar, nuestros objetivos y todo lo que planteamos para dar solución a nuestro problema; Capítulo II (MÉTODO) donde se encuentran cada uno de los métodos que se empleó desde el inicio hasta el final de la elaboración de nuestro proyecto, las técnicas e instrumentos y nuestras variables a considerar; Capítulo III (Resultados y Discusión) donde brindo los valores obtenidos después de haber elaborado el análisis y diseño del puente, y también donde hago un pequeño análisis del diseño obtenido; posteriormente mis conclusiones y recomendaciones respectivamente, donde brindo mis apreciaciones de todo lo elaborado en el proyecto, brindando siempre las recomendaciones del caso; luego las referencias en el cual hago mención a todas las fuentes usadas en este informe de Tesis; y finalmente anexos en el cual adiciono algunas informaciones relacionadas al tema, concluyendo con los planos respectivos del proyecto.

1.1 Realidad problemática

Ubicación

Políticamente la zona de estudio se encuentra ubicada en:

Lugar : Sobre el Rio Yuracyacu

Localidad : Nueva Cajamarca

Distrito : Nueva Cajamarca

Provincia : Rioja

Dpto. : San Martin

Geográficamente el proyecto se encuentra ubicada en:

Longitud Oeste : 77°17'56''

Latitud Sur : 05°56'06''

Altitud : 830.00 m.s.n.m.

Accesos

La vía principal de acceso a la ciudad de Nueva Cajamarca, es la carretera Fernando Belaunde Terry (Ex Carretera Marginal de la Selva), la cual se encuentra asfaltada y en buenas condiciones para el tránsito, recorriendo una distancia aproximadamente de 157 Km desde la ciudad de Tarapoto.

El departamento de San Martin presenta una variedad de características ecológicas, geográficas y climatológicas, lo cual hace que los diferentes tipos de fenómenos naturales ocurran, generando muchos desastres lo cual amenaza para las familias y para las diferentes infraestructuras que existen en la región.

Actualmente la congestión vehicular en la ciudad de Nueva Cajamarca es un caos, por lo cual amerita construcción de nuevas vías de accesos.

El problema que existe debido a la inadecuada viabilidad de la ciudad con las localidades aledañas, surge la necesidad de la construcción de un puente vehicular sobre el rio Yuracyacu, buscando de esta manera mejorar el nivel socioeconómico de las poblaciones beneficiadas, logrando un mayor acceso a las zonas, disminuyendo la congestión vehicular, para el mejor traslado de los pobladores y sus productos al mercado de consumo, permitiendo así tener una mejor calidad de vida.

1.2 Trabajos previos

El Informe de Ingeniería realizado por, el Bach. Luis Peralta Ruiz, en el año 2000, Titulado "Trazo y diseño de la superestructura de sección compuesta del puente Alfonso Ugarte sobre

el río Cumbaza”, presentado en la UNSM; ha demostrado resultados de un buen diseño y seguridad, concluyendo así con un funcionamiento óptimo de la superestructura.

El Informe de Ingeniería realizado por, el Bach. Alexander A. Coronel Delgado, en el año 2004, Titulado “Análisis y Diseño de la Superestructura de un Puente de Concreto Pre esforzado”, presentado en la UNSM; ha demostrado resultados de diseños confiables, concluyendo y garantizando así la seguridad y funcionamiento óptimo de cada uno de los elementos estructurales.

La Tesis realizada por, el Bach. Jim V. Bartra Córdova, en el año 2012, Titulado “Propuesta de Diseño de un Puente de Sección Compuesta Sobre el Río Alao”, desarrollado con la aplicación del método LRFD teniendo en cuenta las diversas modificaciones que ha sufrido en cuanto a los factores de carga y sobrecargas de diseño; presentado en la UNSM, ha demostrado resultados buenos diseños, concluyendo así con un óptimo funcionamiento del puente.

El Informe de Ingeniería realizado por, el Bach. César H. Altamirano Requejo, en el año 2013, Titulado “Diseño de la Superestructura del Puente Vehicular sobre la quebrada Serrano, calle Arica en la Localidad y Distrito de Saposo, Provincia de Huallaga – San Martín”, desarrollado con la aplicación del método LRFD; presentado en la UNSM, ha demostrado un diseño confiable, concluyendo y garantizando la seguridad y el funcionamiento óptimo de los elementos que lo conforman la superestructura en estudio.

El Informe de Ingeniería realizado por, el Bach. Ruth Zuzunaga Delgado, en el año 2014, Titulado “Diseño de la Superestructura del Puente Vehicular sobre el río Soritor, calle Arica en la Localidad y Distrito San Fernando, Provincia Rioja – San Martín”, desarrollado con la aplicación del método LRFD; presentado en la UNSM, obteniendo como resultados diseños confiables, concluyendo de esta manera y garantizando la seguridad y el funcionamiento óptimo de los elementos que lo conforman.

Los trabajos anteriormente mencionados fueron desarrollados con la aplicación del método LRFD, el cual a la fecha sufrió diversas modificaciones en cuanto a los factores de carga, sobrecargas de diseño; el presente trabajo se desarrollará teniendo en cuenta la metodología LRFD actual, con procedimiento detallado lo que hace que sea un aporte totalmente nuevo

para la comunidad estudiantil y además está orientado a contribuir con el desarrollo de la Región San Martín y así mismo del País.

1.3 Teorías relacionadas al tema

1.3.1 Puentes

La enciclopedia libre Wikipedia, señala que, *“un puente es una construcción que permite salvar un accidente geográfico o cualquier otro obstáculo físico como un río, un cañón, un valle, un camino, una vía férrea un cuerpo de agua o cualquier otro obstáculo”*.

El diseño de cada puente varía dependiendo de su función y la naturaleza del terreno sobre el que el puente es construido. Su proyecto y su cálculo pertenecen a la Ingeniería Estructural, siendo numerosos los tipos de diseños que se han aplicado a lo largo de la historia, influidos por los materiales disponibles, las técnicas desarrolladas y las consideraciones económicas, entre otros factores.

1.3.2 Tipos de superestructuras

Según John Ampuero, *“el tipo transversal a adoptarse en cada caso es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y de esta forma, adoptar la más conveniente”*.

Puentes metálicos

Simplemente apoyados, reticulados o de alma llena.

Continuos, reticulados o de alma llena.

Arcos.

Atirantados.

Colgantes.



Puente Bolognesi, ubicado en la ciudad de Piura-Perú.

Figura 1: Puente en Arco Simplemente apoyado

Puente Talagante ubicado sobre el
río Mapocho, en la ciudad de
Santiago-Chile.



Figura 2: Puente Continuo



Puente George ubicado en la ciudad
de Virginia E.E.U.U.

Figura 3: Puente Arco

Puente “Bellavista” Atirantado ubicado
en la Región San Martín- Perú.



Figura 4: Puente Atirantado



Figura 5: Puente Colgante

Puente Golden Gate ubicado en la ciudad de San Francisco E.E.U.U.

Puentes de Concreto

Simplemente Apoyados.

Continuos.

Pórticos.

Arcos.



Figura 6: Puente de Concreto Simplemente Apoyado

Puente de concreto armado simplemente apoyado, en la ciudad de Satipo -Perú.

Puente arco de concreto armado el cual se usa para salvar grandes luces de los ríos.



Figura 7: Puente Arco de Concreto



Puente Cumbaza, ubicado en la
región San Martín –Perú.

Figura 8: Puente simplemente Apoyado de 3 tramos

Puente tipo pórtico de concreto
armado ubicado en España.



Figura 9: Puente Tipo Pórtico

1.3.3 Elementos estructurales de un puente

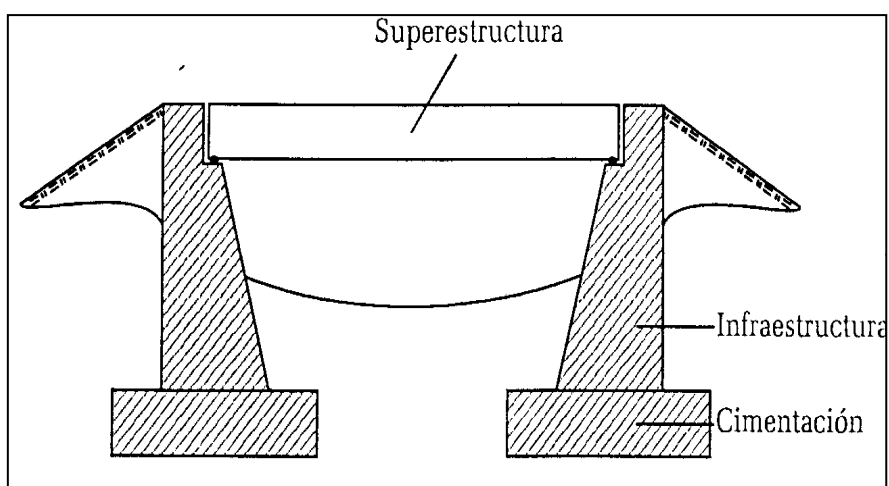


Figura 10: Elementos de un puente

1.3.3.1 La superestructura

Mehdi nos dice que la superestructura, *“es el conjunto de elementos que forman la parte superior del puente, y generalmente está compuesta por”*:

- a) **El tablero:** Constituido por los elementos estructurales que soportan las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.
- b) **La estructura principal:** Es el sistema estructural que soporta el tablero y salva el vano entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

1.3.3.2 La subestructura

Asimismo Mehdi especifica que, *“la Subestructura Está conformado por elementos estructurales que soportan las cargas procedentes de la superestructura y los transmiten a la cimentación”*. Pudiendo ser:

- a. **Estribos:** Son los apoyos extremos del puente y transmiten las cargas a la cimentación y soportan a su vez empuje de tierras.
- b. **Pilares:** Son los apoyos intermedios en un puente, reciben las reacciones de dos tramos del puente transmitiéndola a la cimentación, sobre las cuales no actúa el empuje de los rellenos.

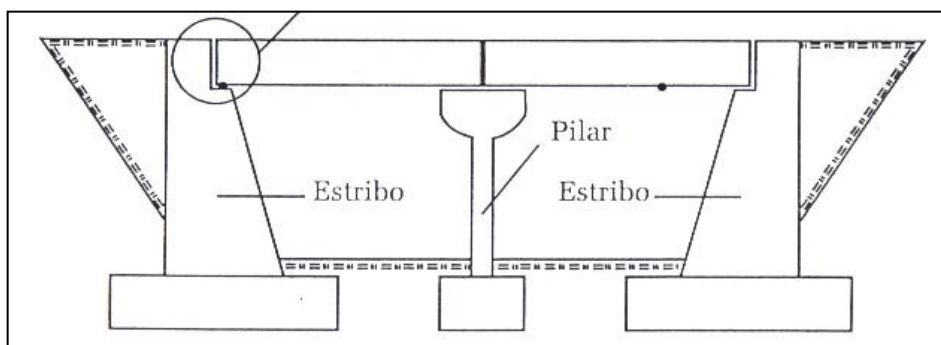


Figura 11: Infraestructura de un puente

- c. **Cimentación:** Es la parte enterrada en el terreno y sirve para alcanzar el estrato portante. Existen los siguientes tipos:

Cimentación Superficial: Conformada por zapatas que transmiten las cargas directamente al terreno. Este tipo de cimentación es posible debido a que el estrato portante se encuentra a pequeñas profundidades y es posible llegar mediante excavaciones.

Cimentación Profunda: En este tipo de cimentación es cuando el estrato se encuentra a una profundidad que no es posible llegar mediante excavaciones. Pudiendo ser: Pilotes, cajones de cimentación, o compuestos.

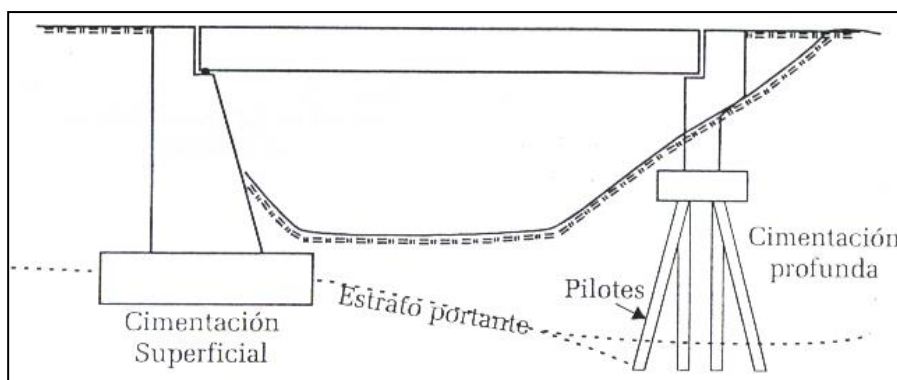


Figura 12: Tipos de cimentación de un puente

1.3.3.3 Apoyos

Según Mehdi, “los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura a la subestructura”.

1.3.3.4 Cargas de diseño

El Manual de Diseño de Puentes del MTC establece que, “se deben considerar las siguientes cargas y fuerzas permanentes y transitorias”.

Cargas permanentes:

DD = Fuerza de arrastre hacia abajo.

DC = Carga muerta de Componentes estructurales y no estructurales.

DW = Carga muerta de la superficie de rodadura y dispositivos auxiliares.

EH = Presión de tierra horizontal.

ES = Sobrecarga del suelo.

EV = Presión vertical del relleno.

Cargas transitorias:

BR = fuerza de frenado vehicular.

CE = fuerza centrífuga vehicular.

CR = “creep” del concreto.

CT = fuerza de choque vehicular.

CV = fuerza de choque de barcos.

EQ = sismo.

FR = fricción.

IC = carga de hielo.

IM = carga de impacto.

LL = carga viva vehicular.

LS = carga viva superficial.

PL = carga viva de peatones.

SE = asentamiento.

SH = contracción.

TG = gradiente de temperatura.

TU = temperatura uniforme.

WA = carga de agua y presión del flujo.

WL = efecto de viento sobre la carga viva.

WS = efecto de viento sobre la estructura.

1.3.3.5 Cargas permanentes

El Manual de Diseño de Puentes establece que, “*son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente. Lo constituyen el peso propio de todos los elementos que conforman la estructura, en ello se incluye los accesorios, superficie de rodamiento, veredas, barandas, etc.*”. También lo conforman todas las cargas correspondientes al empuje de suelos, sobrecarga del suelo y fricción negativa; los mismos que actúan sobre los estribos; estas presiones se calculan de acuerdo con los principios de mecánica de suelos y utilizando valores medios de las propiedades del material de relleno.

Tabla 1.

Pesos específicos de los materiales

MATERIAL	γ (KN/m ³)	Kgf/m ³
Agua dulce 9,8 (1000)	9,8	1000
Agua salada	10,0	1020
Acero	76,9	7850
Aluminio	27,4	2800
Arena, tierra o grava sueltas, arcilla	15,7	1600
Arena, tierra o grava compactas	18,9	1900
Asfalto, Macadam	22,0	2200
Concreto ligero	17,4	1740
Concreto normal	23,5	2400
Concreto Armado	25,0	2500
Hierro forjado	70,6	7200
Balasto	22,0	2250
Madera	10,0	1020
Mampostería de piedra	26,6	2700

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 50.

1.3.3.6 Cargas variables

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, las “*cargas Variables lo representan todas aquellas cargas que presentan variaciones frecuentes y significativas respecto a su valor medio. En estas cargas se incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como los*

correspondientes efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración. También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas a empuje de agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento”.

a. Cargas durante la construcción

Según el Manual de Diseño de Puentes, “se consideran todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo”.

b. Sobrecarga vehicular de diseño

Se debe esencialmente a las fuerzas transmitidas por los vehículos que transitan por el puente. Su determinación depende del peso y de las características de los vehículos que pueden transitar sobre el mismo, así como la distribución más desfavorable que es razonable esperar que se presente.

Los valores que se asignan a las cargas corresponden a vehículos idealizados que pretenden representar efectos de condiciones de tráfico desfavorable. La sobrecarga vehicular designada como HL-93, consiste en la combinación de:

Camión de diseño o tándem de diseño

Carga de carril de diseño.

El Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2003), el cual se basa en las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specification, establecen las siguientes cargas vehiculares:

b.1 Camión de diseño

Corresponde a un vehículo de tres ejes; los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán tomados como se especifica en la Figura N° 17. La separación entre los dos ejes de 145kN se deberá variar entre 4.30m y 9.00m para producir las solicitaciones extremas. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica para esta sobrecarga.

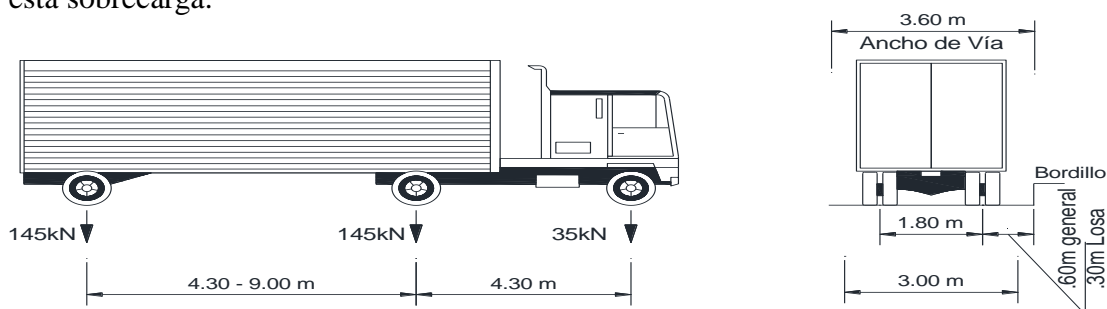


Figura 13: Características del camión de diseño.

b.2 Tándem de diseño

Corresponde a un vehículo de dos ejes, cada uno con una carga de 110 kN espaciados a 1.20 m. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, es de 1.80 m. Se consideraran efectos dinámicos para esta sobrecarga.

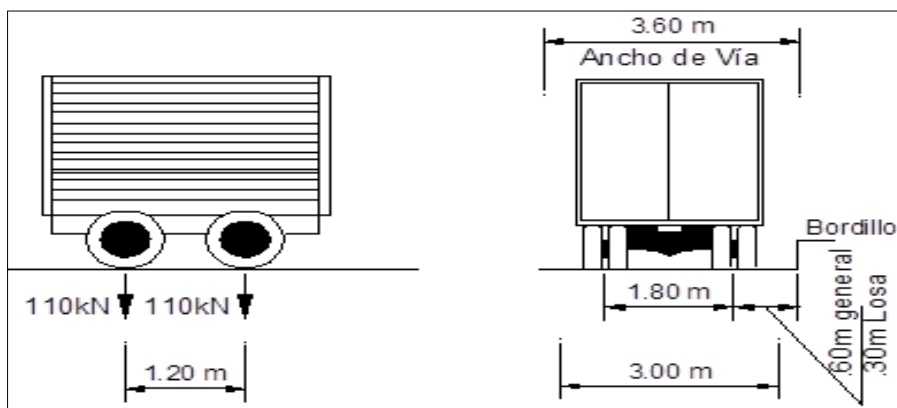


Figura 14: Características del camión tándem

b.3 Sobrecarga distribuida

La carga del carril de diseño consiste en una carga de 0.96 T/m uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00m. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

c. Efectos dinámicos

El Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, “*las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementarán en los porcentajes indicados en el artículo 2.4.3.3-1 del manual del MTC, los cuales se ilustran en la siguiente tabla*”.

Tabla 2.

Incremento de la carga viva por efectos dinámicos

Componente	Porcentaje
Elementos de Unión en el tablero para todos los estados limite	75%
Para Otro elementos	
Estados Límite de fatiga	15%
Otros estados Límite	33%

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 55.

d. Fuerzas de frenado y de aceleración

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, “*para su cálculo se toma el 25% de las cargas verticales de cada uno de los ejes de los camiones o tándems de diseño; no se incluye la sobrecarga uniforme pero si se incluyen los factores modificatorios indicados en el*

manual de Diseño de Puentes del MTC. Las fuerzas de frenado y de aceleración actúan horizontalmente, en dirección longitudinal y se aplican a 1.80 m sobre el nivel de la losa del tablero”.

e. Sobrecargas en veredas

EL Manual de Diseño de Puentes del MTC establece que, *“Las veredas y los elementos que las soportan deberán diseñarse para una sobrecarga de 3,5 KN/M² (360 Kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos”.* *“Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga”.*

f. Efectos de sismo

El manual de Diseño de Puentes del MTC, *“establece que no se deberá considerar el efecto sísmico cuando la estructura cuente con una luz total menor que 150 m o cuando sea de un solo tramo y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m será necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio”.*

El coeficiente de aceleración “A”. Es determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, (Anexo I), equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Factores de modificación de respuesta. Las fuerzas de diseño sísmico para subestructuras y las conexiones entre las partes de la estructura, se determinarán dividiendo las fuerzas resultantes de un análisis elástico por el factor de modificación de respuesta R apropiado, como se especifica en la tabla N°03.

Tabla 3.

Factores de modificación de respuesta sísmica R-Subestructuras

SUB-ESTRUCTURA	IMPORTANCIA		
	CRÍTICA	ESENCIAL	OTROS
Pilar tipo placa de gran dimensión	1.5	1.5	2.0
Pilotes de concreto armado			
Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Pilotes de acero o acero compuesto con concreto			
Sólo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
Grupo de pilotes incluyendo pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas múltiples	1.5	3.5	5.0

Fuente: MTC-Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 66.

1.3.3.7 Factores y combinaciones de cargas

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, “*los componentes y conexiones de un puente deben satisfacer la siguiente ecuación para las combinaciones mayoradas como se especifica para cada uno de los Estados Límites*”.

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (\text{F.1})$$

Para el cálculo del factor de modificación de las cargas (n^i), se toman en cuenta los factores relacionados con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

$$n_i = n_D n_R n_I \geq 0.95 \quad (\text{F.2})$$

Donde:

γ_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones.

ϕ = factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal.

n_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

n_D = factor relacionado con la ductilidad.

n_R = factor relacionado con la redundancia.

n_I = factor relacionado con la importancia operativa

Q_i = sollicitación.

R_n = resistencia nominal.

R_r = resistencia mayorada: φR_n .

1.3.3.8 Estados límites

a) Estado límite de servicio

El Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, *“el estado límite de servicio será tomado en cuenta como una restricción sobre los esfuerzos, deformaciones y ancho de grietas bajo condiciones regulares de servicio. El estado límite de servicio da experiencia segura relacionada a provisiones, los cuales no pueden ser siempre derivados solamente de resistencia o consideraciones estadísticas”*.

b) Estado límite de fatiga y fractura

El Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, *“el estado límite de fatiga será tomado en cuenta como un juego de restricciones en el rango de esfuerzos causados por un solo camión de Diseño que ocurre en el número esperado de ciclos correspondientes a ese rango de esfuerzos. El estado límite de fractura será tomado en cuenta como un juego de requerimientos de tenacidad del material. El estado límite de fatiga asegura limitar el desarrollo de grietas bajo cargas repetitivas para prevenir la rotura durante la vida de diseño de puentes”*.

c) Estado límite de resistencia

El Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, *“el estado límite de resistencia será tomado en cuenta para asegurar la resistencia y estabilidad. Ambas, local y global son dadas para resistir las combinaciones especificadas de carga que se espera que un puente experimente durante su vida de diseño. Bajo el estado límite de resistencia podría ocurrir daño estructural y frecuente sufrimiento, pero la integridad completa de la estructura se espera que se mantenga”*.

d) Estados límites correspondientes a eventos extremos

El Manual de Diseño de Puentes del MTC nos dice que, “*el estado límite de evento extremo será tomado en cuenta para asegurar la supervivencia estructural de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por una embarcación, un vehículo o un flujo de hielo, ocurridos bajo condiciones muy especiales. Se considera que el Estado Límite de Evento Extremo ocurrirá una sola vez con un periodo de retorno que puede ser significativamente más grande que el de la vida de diseño del puente*”.

Tabla 4.

Combinaciones de Carga

Estado Límite		Combinación de Cargas				
		η	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL+IM}	γ_{EQ}
Servicio I	S1	1.00	1.00	1.00	1.00	-
Servicio II	S2	1.00	1.00	1.00	1.30	-
Servicio III	S3	1.00	1.00	1.00	0.80	-
Resistencia I	R1	1.00	0.90 a 1.25	0.65 a 1.50	1.75	-
Fatiga	F	1.00	-	-	0.75	-
Evento Extremo I	EQ	1.00	0.90 a 1.25	0.65 a 1.50	-	1.00

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes

1.3.3.9 Análisis estructural del puente

El análisis del diseño en acero estructural de un puente requiere primero definir el tipo de estructura a diseñar el que estará en función de los estudios básicos y del criterio del ingeniero para generar un sistema que satisfaga de manera adecuada las necesidades propias del problema a solucionar. Seguidamente el sistema escogido se incorpora a un modelo matemático para obtener las fuerzas en los elementos aplicando el análisis estructural.

En la página web Construyeaprende, nos señala que “*el objetivo básico en el modelaje analítico de la estructura de un puente es proveer la formulación matemática más simple del comportamiento de la estructura que satisfaga un particular diseño para determinar la respuesta de la misma. El modelo debe reflejar las interacciones físicas propias de la estructura con las solicitaciones a que estará expuesta*”.

El modelo debe describir la geometría, la masa, las condiciones de conectividad y restricciones, así como las cargas lo más cerca de la realidad que sea posible para facilitar la interpretación de la respuesta. La mejor descripción de la geometría del puente en estudio debe comprender un modelo de cada uno de los elementos estructurales y que represente su relación física y de espacio con otros elementos.

Teniendo en consideración las propiedades de los materiales, la función estructural, las condiciones ambientales y estéticas, se realizan modificaciones geométricas en el análisis del modelo y se repiten una y otra vez los procesos de resolución hasta obtener una alternativa de solución factible, de tal manera, que produzca un equilibrio satisfactorio entre la relación del tipo de material, la economía, las necesidades y posibilidades económicas del cliente y otras consideraciones arquitectónicas.

1.3.3.10 Análisis y diseño de la superestructura

1.3.3.10.1 Análisis y diseño del tablero

En el presente Informe de Ingeniería se considera que la losa será armada perpendicular al tráfico, apoyada sobre las vigas principales, buscando siempre que trabajen como un conjunto; de forma tal que las vigas principales trabajen como una “I”. Para los diferentes estados límites se podrá utilizar diferentes métodos de análisis que pueden ser refinados o aproximados.

a) Predimensionamiento de la losa

El ancho de la sección transversal dependerá del ancho de vía por la cual circularán los vehículos. El Manual de Diseño de Puentes del MTC especifica que, *“el peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 175mm”*.

b) Momentos en la losa

Se calcularán tanto los momentos que generan el peso propio y las sobrecargas; para el análisis de la sobrecarga vehicular se utilizará la línea de influencia.

Línea de Influencia

En la página web Civilestructuras, hace mención que la línea de influencia *“es una gráfica cuyas ordenadas representan la magnitud y el carácter o sentido de cierta función o efecto en una estructura, a medida que una carga unitaria móvil se desplaza a lo largo de la misma. Las líneas de influencia se utilizan primordialmente para calcular ciertas fuerzas y determinar posiciones de cargas vivas que produzcan fuerzas críticas o máximas”*.

c) Diseño

Se utilizará el método de diseño tradicional, el cual se basa en la flexión y es aplicable para losas de hormigón que tienen cuatro capas de armadura, dos en cada dirección; las solicitaciones debidas a la sobrecarga se determinarán utilizando el método de franjas, este método consiste en subdividir la losa o tablero en franjas perpendiculares a los componentes

de apoyo. Para determinar los anchos de las franjas se consideran los efectos de flexión en la dirección secundaria y la torsión sobre la distribución de las solicitaciones internas, con el fin de obtener solicitaciones de flexión que se aproximen a las que se obtendrán mediante un método de análisis refinado.

d) Ancho de franjas equivalentes

En las Especificaciones AASHTO nos indica que *“este valor dependerá del tipo de tablero a construir y se tendrá en cuenta lo siguiente”*:

Si el tablero se extiende fundamentalmente en la dirección paralela al tráfico, las franjas que soportan una carga de eje no se deberán tomar mayores que 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos, y no mayores que 3600 mm para todos los demás tableros en los cuales se investiga carga en múltiples carriles.

Las franjas equivalentes para tableros que se extienden fundamentalmente en la dirección transversal no estarán sujetas a limitaciones de ancho.

Para el caso del presente trabajo se considera un tablero de concreto armado colocado in situ, cuya armadura principal estará perpendicular al tráfico; por lo tanto se utilizará las siguientes fórmulas:

$$\text{Ancho de franja en voladizo} : 1140 + 0.833X \quad (\text{F.3})$$

$$\text{Ancho de franja para momentos positivos} : 660 + 0.55S \quad (\text{F.4})$$

$$\text{Ancho de Franja para momentos negativos} : 1220 + 0.25S \quad (\text{F.5})$$

Donde:

X= Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm).

S= Separación de los elementos de apoyo (mm).

e) Factor de presencia múltiple

Se aplica a la sobrecarga y su valor depende del número de carriles cargados a considerar durante el análisis. El factor de presencia múltiple no se aplica para el estado límite de fatiga en donde se utiliza un camión de diseño independiente del número de carriles. Las Especificaciones AASHTO indican que las cargas peatonales se consideran como un carril cargado, el cual se puede combinar con la sobrecarga vehicular, con la finalidad de obtener solicitaciones máximas sobre la estructura.

Según las especificaciones AASHTO, *“Para el análisis se deberá considerar”*:

El efecto de un carril cargado.

El efecto de tres o más carriles cargados.

Tabla 5.

Factor de Presencia Múltiple (m)

NÚMERO DE VÍAS CARGADAS	FACTOR DE MULTIPLE PRESENCIA VEHICULAR, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 53.

f) Aplicación de la sobrecarga vehicular de diseño

Para el diseño del vuelo del tablero, el camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda esté a menos de 300 mm a partir de la cara del sardinel o baranda.

g) Armadura de distribución

Para el cálculo del Refuerzo, el Ingeniero Aranis propone el uso de las siguientes fórmulas:

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mK_u}{fy}} \right] \quad (\text{F.6})$$

Donde:

$$K_u = \frac{M_u}{\phi b d^2} \quad (\text{F.7})$$

$$m = \frac{fy}{0.85 f'_c} \quad (\text{F.8})$$

El área de acero está dado por: $As = \rho b d$ (F.9)

Refuerzo mínimo: $\rho = 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$ (F.10)

Refuerzo máximo: $\frac{c}{d} \leq 0.42$ (F.11)

Donde

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \beta_1 \begin{cases} 0.85 f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{Para } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \beta_1 \text{ se reduce en } 0.05 \\ \text{por cada } 70 \text{ kg/cm}^2 \text{ de acero.} \\ \beta_1 \geq 0.65 \end{cases}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

(F.12)

$$Y \quad a = \frac{As \times fy}{0.85 f'_c b} \quad (F.13)$$

Acero de temperatura

$$As_{temp} \geq 0.7645 \frac{A_g}{fy} \quad (F.14)$$

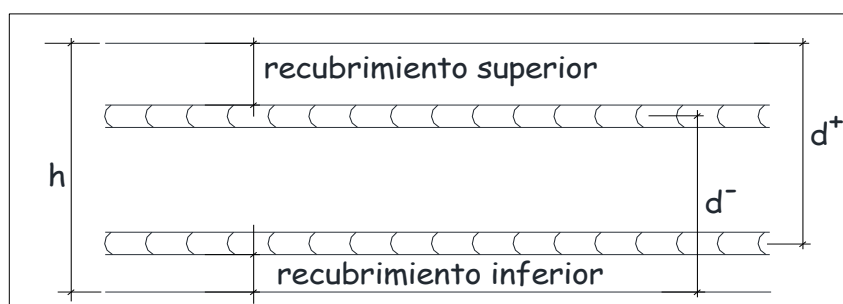


Figura 15: Peralte efectivo de la losa

Limitación de la fisuración mediante Distribución de la Armadura

Los requisitos especificados en las especificaciones AASHTO, “*se deben aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón*”:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6 fy \quad , \quad (F.15)$$

f_{sa} = Esfuerzo admisible para el estado Límite de Servicio.

Donde:

Z= Condición de exposición (En nuestro caso será exposición moderada).

Z= 23000 kg/cm.

d_c = Altura de hormigón medida desde la fibra extrema comprimida hasta el centro de la barra o alambre ubicado más próximo a la misma; a los fines del cálculo, el espesor del recubrimiento libre utilizado para calcular d_c no se deberá tomar mayor que 50 mm.

A= Área tributaria o de influencia de la armadura. En el caso de losas es el área tributaria de una sola barra.

Asimismo las especificaciones AASHTO, nos indica que “*la losa debe disponer de una armadura en la dirección secundaria; esta armadura se calcula como un porcentaje de la*

armadura principal para el momento positivo. Teniendo en consideración que la armadura principal que está perpendicular al tráfico, las especificaciones AASHTO señalan que para este caso se utilizará la siguiente fórmula”:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (F.16)$$

Donde:

S= Separación entre ejes de vigas en mm.

1.3.3.10.2 Vigas principales

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, “la viga principal es la que va a soportar el tablero y todos los efectos que se produzcan sobre ella”. El peralte total de la viga principal compuesta, para el presente trabajo que consta de un tramo simple, no será menor que 0.040L, según lo especificado en la tabla 2.5.2.6.3.1 del manual del MTC.

Tabla 6.

Peraltes Mínimos para superestructuras de sección constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo tablero) (cuando se tienen elementos de profundidad variable, los valores pueden ser ajustados para tomar en cuenta los cambios de rigidez relativa a momentos positivos y negativos).	
Material	Tipo	Tramo Simple	Tramo Continuo
Concreto Reforzado	Losas	$\frac{1.20(s + 3000)}{30}$	$\frac{(s + 3000)}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0.070L	0.065L
	Vigas Cajón	0.060L	0.055L
	Vigas para Estructuras Peatonales	0.035L	0.033L
	Losas	$0.030 \geq 165 \text{ mm}$	$0.027 \geq 165 \text{ mm}$
Concreto Pretensado	Vigas Cajón	0.045L	0.040L
	Vigas I prefabricadas	0.045L	0.040L
	Vigas para Estructuras Peatonales	0.033L	0.030L
	Vigas Cajón Adyacentes	0.030L	0.025L
	Espesor Total de Vigas Compuestas	0.040L	0.032L
Acero	Espesor de Viga I compuesta	0.033L	0.027L
	Reticulados	0.100L	0.100L

Fuente: MTC - Manual de Diseño de Puentes, Pág. N° 174

a) Cargas y solicitaciones

Metrados de cargas.- Para el metrado de cargas por viga, se toma como ancho tributario el ancho efectivo de las alas, una vez calculadas las cargas, estas son asignadas a las vigas respectivas y luego se procede al cálculo de las solicitaciones y se tiene en cuenta el peso de las cargas muertas actuantes.

Solicitaciones por cargas permanentes

Las especificaciones AASHTO, *“recomienda que el análisis se debe efectuar para cada decimo de luz del puente”*.

Para una viga simplemente apoyada con un tramo (L) cargado con una carga uniformemente distribuida (w), la fuerza cortante (V_x) y el momento flexionante (M_x) a cualquier distancia (x) del apoyo son dados por:

$$M_x = \frac{wx}{2}(L-x) \text{ ; para el cálculo de momentos} \\ \text{flectores.} \quad (F.17)$$

$$V_x = w\left(\frac{L-2x}{2}\right) \text{ para el cálculo de fuerzas cortantes.} \quad (F.18)$$

b) Consideraciones para sobrecarga

Distribución de cargas o concentraciones de cargas

Las especificaciones AASHTO señalan que, *“en el sentido transversal, la carga por ancho de vía debe ser incrementada en un porcentaje que depende de la separación de vigas y de sus materiales. Los factores de presencia múltiple no se deben utilizar junto con los métodos aproximados de asignación de cargas, excepto cuando se utilicen los métodos de momentos estáticos o la ley de momentos, ya que estos factores se encuentran incorporados en los factores de distribución. Para el estado límite de fatiga, las solicitaciones se deberán dividir por 1.20”*.

c) Requisitos para la aplicación del factor de distribución de cargas.

Las especificaciones AASHTO establecen los siguientes requisitos:

El ancho del tablero es constante.

El número de vigas no es menor que cuatro.

Las vigas son paralelas y tienen aproximadamente la misma rigidez.

La parte de vuelo correspondiente a la calzada, de, no es mayor que 910 mm.

La curvatura en planta es menor que 12°.

La sección transversal es consistente con una de las secciones transversales ilustradas en la siguiente figura.

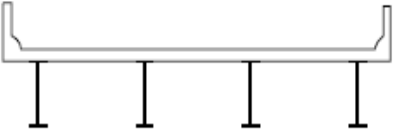
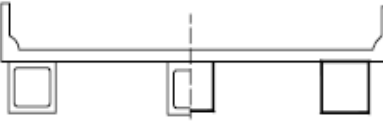


ELEMENTOS DE APOYO	TIPO DE TABLERO	SECCIÓN TRANSVERSAL TÍPICA
Viga de acero	Losa de hormigón colada in situ, losa de hormigón prefabricada, emparrillado de acero, paneles encolados/clavados, madera tesada	 (a)
Vigas cajón cerradas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ	 (b)
Vigas cajón abiertas de acero u hormigón prefabricado	Losa de hormigón colada in situ, losa de tablero de hormigón prefabricado	 (c)
Viga cajón de múltiples células de hormigón colado in situ	Hormigón monolitico	 (d)

Figura 16: Superestructuras habituales (fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD, Sección 4-32.)

d) Factor de distribución lateral de cargas - momentos

Momentos en vigas longitudinales interiores

Según las Especificaciones AASHTO, “para determinar los factores de distribución para los momentos flexionantes por carga viva para las vigas interiores, se empleará las siguientes expresiones”:

Un carril de diseño cargado

$$g_{\text{momento_int}} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0.1} \quad (\text{F.19})$$

Dos carriles de diseño cargados

$$g_{momento_int} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{Lt_s^3} \right)^{0.1} \quad (F.20)$$

Donde:

$g_{momento_int}$ = Coeficiente de distribución de momentos para viga interior.

S = Espaciamiento entre vigas.

L = Longitud de viga.

K_g = Parámetro de Rigidez longitudinal.

t_s = Espesor de Losa.

$$K_g = n(I + A.e_g^2) \quad (F.21)$$

Donde:

$n = E_B/E_D$ = Relación modular de la viga respecto a la losa.

E_B = Modulo de elasticidad del material de la viga.

E_D = Modulo de elasticidad del material del tablero.

I = Inercia de la viga.

A = Área de la viga.

e_g = Distancia entre los centros de gravedad de la losa y viga.

Momentos en vigas longitudinales exteriores

Según las Especificaciones AASHTO, “para el caso de vigas exteriores, se utilizará las siguientes expresiones”:

Para un carril cargado se utilizará la ley de momentos

Dos carriles de diseño cargados

$$g_{momento_ext} = e.g_{momento_int} \quad (F.22)$$

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800} \quad (F.23)$$

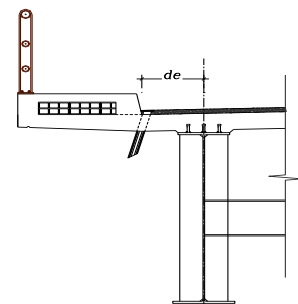


Figura N° 17: Distancia d_e

Donde:

$g_{momento_ext}$ = Coeficiente de distribución de momentos para viga exterior.

d_e = Distancia del inicio de calzada al eje de viga exterior.

e = Excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas.

e) Factor de distribución lateral de cargas - corte

Cortante en vigas longitudinales interiores

Las Especificaciones AASHTO nos indican que:

“los factores de distribución para las fuerzas cortantes por carga viva para las vigas interiores se determinarán según las siguientes expresiones”:

Para un carril de diseño cargado

$$g_{cortante_int} = 0.36 + \frac{S}{7600} \quad (F.24)$$

Para dos carriles de diseño cargados

$$g_{cortante_int} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^{2.0} \quad (F.25)$$

Donde:

$g_{cortante_int}$ = Coeficiente de distribución de cortantes para viga interior.

Cortante en vigas longitudinales exteriores

Asimismo las Especificaciones AASHTO estipulan que, *“los factores de distribución para las fuerzas cortantes por carga viva para las vigas exteriores se determinan con las siguientes expresiones”:*

Para un carril de diseño cargado utilizar la ley de momentos.

Para dos carriles de diseño cargados

$$g_{cortante_ext} = e \cdot g_{cortante_int} \quad (F.26)$$

$$e = 0.6 + \frac{d_e}{3000} \quad (F.27)$$

Donde:

$g_{cortante_ext}$ = Coeficiente de distribución de cortantes para viga exterior.

f) Aplicación de la sobrecarga vehicular de diseño

Las Especificaciones AASHTO nos indican que *“el centro de carga de la rueda se ubicará a 600mm a partir del borde del carril de diseño”*, el cual se aplicará tanto para el tándem como para el camión de diseño.

Para efectos de obtener el momento máximo, la viga se analiza para el tren de cargas del Camión de Diseño, del Tándem de Diseño y para la Carga de Carril; el momento máximo de diseño se tomará como el mayor momento entre el Tándem de Diseño y el Camión de diseño más el momento generado por la carga de Carril; luego se añadirá el impacto correspondiente, el cual es de 33% para el estado Límite de Resistencia y 15% para el estado

Límite de Fatiga, tal y como lo especifica la AASHTO, similar procedimiento se aplicará para el cálculo de las cortantes.

Rodríguez hace mención que, “según el teorema de Barré, bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada”.

g) Esfuerzos últimos

El cálculo de esfuerzos se realizará para el Estado Límite de resistencia I, Servicio II y Fatiga y se verificará en la fibra superior de losa, así como en la fibra superior e inferior de la viga. La aplicación de cada uno de estos esfuerzos según el estado límite a analizar se realizará utilizando las ecuaciones que se presentan a continuación:

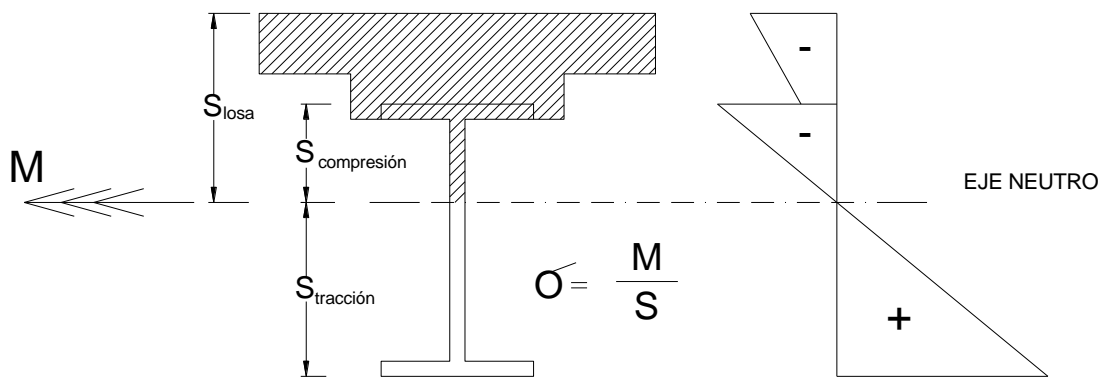


Figura 18: Esfuerzos en la sección compuesta

Estado límite de resistencia I

Esfuerzos en la fibra superior de la losa:

$$\sigma = 1.00 \left[1.25 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1.5 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.75 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] / n \quad (F.28)$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 1.00 \left[1.25 \frac{M_{DC1}}{S} + 1.25 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1.5 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.75 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] \quad (F.29)$$

Estado límite de servicio II

Esfuerzos en la fibra superior de la losa:

$$\sigma = 1 \left[1 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.3 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] / n \quad (F.30)$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 1 \left[1 \frac{M_{DC1}}{S} + 1 \frac{M_{DC2}}{S_{3n}} + 1 \frac{M_{DW}}{S_{3n}} + 1.3 \left(\frac{1.33M_{LL} + M_w + M_{PL}}{S_n} \right) \right] \quad (F.31)$$

Estado límite de fatiga

Esfuerzos en la fibra superior de la losa:

$$\sigma = 1 \left[0.75 \left(\frac{1.15M_{LL}}{S_n} \right) \right] / n \quad (F.32)$$

Esfuerzos en la fibra superior e inferior de viga:

$$\sigma = 1 \left[0.75 \left(\frac{1.15M_{LL}}{S_n} \right) \right] \quad (F.33)$$

Donde:

- n = Relación modular del concreto.
- M_{DC1} = Momento debido al peso del tablero y las vigas.
- M_{DC2} = Momento debido al peso de veredas y barandas.
- M_{DW} = Momento debido al peso de la superficie de rodadura.
- M_{LL} = Momento debido a la sobrecarga vehicular.
- M_w = Momento debido a la sobrecarga de carril.
- M_{PL} = Momento debido a la sobrecarga peatonal.
- S = Módulo de sección de la viga sola.
- S_n = Módulo de sección para cargas de corta duración.
- S_{3n} = Módulo de sección para cargas a largo plazo.

1.3.3.10.3 Cálculos fundamentales para elementos solicitados a flexión

a) Momento plástico

Según las Especificaciones AASHTO para, “*el momento plástico de una sección compuesta en flexión positiva se determinará de la siguiente manera*”

Calcular las fuerzas en los elementos y usarlas para determinar si el eje neutro plástico se encuentra en el alma, el ala superior o el tablero de hormigón.

Calcular la ubicación del eje neutro plástico dentro del elemento determinado en el primer paso.

Calcular Momento plástico. En la figura 19 se indican las ecuaciones para los casos más habituales en la práctica.

CASO	ENP ¹	CONDICION	\bar{Y}, M_p
I	En el alma	$P_t + P_w \geq P_c + P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{D}{2}\right) \left[\frac{P_t - P_c - P_s - P_n - P_{rb}}{P_w} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_w}{2D} \left[\bar{Y}^2 + (D - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_s d_s]$
II	En el ala superior	$P_t + P_w + P_c \geq P_s + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = \left(\frac{t_c}{2}\right) \left[\frac{P_w + P_t - P_s - P_n - P_{rb}}{P_c} + 1 \right]$ $M_p = \frac{P_c}{2t_c} \left[\bar{Y}^2 + (t_c - \bar{Y})^2 \right] + [P_t d_t + P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_w d_w + P_s d_s]$
III	Tablero de hormigón, debajo de P_{rb}	$P_t + P_w + P_c \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_t + P_{rb} + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_w + P_t - P_n - P_{rb}}{P_s} + 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
IV	Tablero de hormigón, en P_{rb}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rb}}{t_s}\right) P_t + P_n$	$\bar{Y} = C_{rb}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
V	Tablero de hormigón, encima de P_{rb} debajo de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_t + P_n$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} + 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VI	Tablero de hormigón, en P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} \geq \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_t + P_n$	$\bar{Y} = C_{rt}$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$
VII	Tablero de hormigón, encima de P_{rt}	$P_t + P_w + P_c + P_{rb} + P_n < \left(\frac{C_{rt}}{t_s}\right) P_t$	$\bar{Y} = (t_s) \left[\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_n}{P_s} + 1 \right]$ $M_p = \left(\frac{\bar{Y}^2 P_s}{2t_s}\right) + [P_n d_n + P_{rb} d_{rb} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t]$

ENP: Eje Neutro Plástico

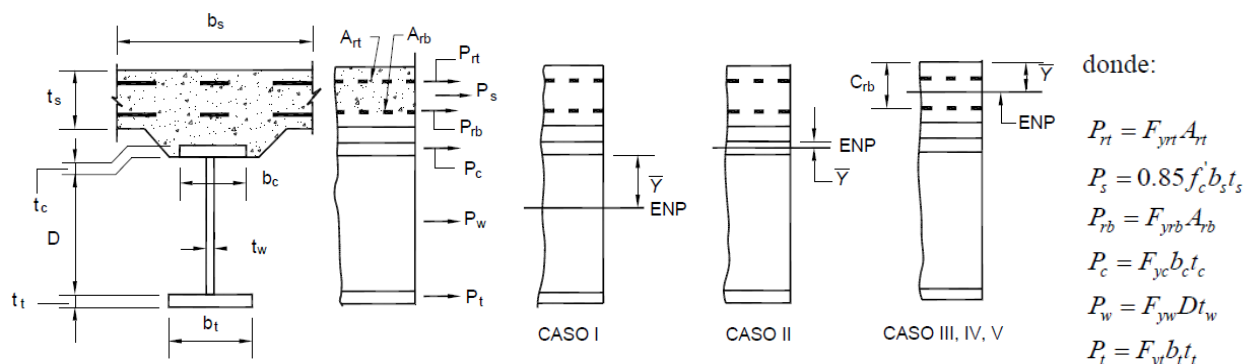


Figura 19: Cálculo del Momento Plástico y el Eje Neutro Plástico en Flexión Positiva (fuente:

Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Tabla D6.1-1.)

b) Momentos de fluencia

b.1 Secciones compuestas en flexión positiva

Las especificaciones AASHTO nos indica que, “*el momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva es la sumatoria de los momentos aplicados separadamente al acero y a las secciones compuestas a corto y largo plazo en cualquiera de las alas de acero en el Estado Límite de Resistencia. Para este cálculo se desprecia la flexión lateral de las alas*”.

Asimismo la AASHTO especifica que para, “*el momento de fluencia de una sección compuesta en flexión positiva se puede determinar de la siguiente manera*”:

Calcular el momento MD1 provocado por la carga permanente mayorada aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o vuelto compuesto. Aplicar este momento a la sección de acero.

Calcular el momento MD2 provocado por el resto de la carga permanente mayorada. Aplicar este momento a la sección compuesta a largo plazo.

Calcular el momento adicional MAD que se debe aplicar a la sección compuesta a corto plazo para provocar fluencia nominal en cualquiera de las alas de acero.

El momento de fluencia es la suma del momento o debido a todas las cargas permanentes más el momento adicional.

Simbólicamente, el procedimiento se puede expresar de la siguiente manera:

Resolver para MAD de la siguiente ecuación:

$$F_{xf} = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \quad (F.34)$$

Luego calcular:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \quad (F.35)$$

Donde:

S_{NC} = Módulo resistente de la sección no compuesta (mm^3).

S_{ST} = Módulo resistente de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

S_{LT} = Módulo resistente de la sección compuesta a largo plazo (mm^3).

M_{D1} , M_{D2} , M_{AD} = Momentos debidos a las cargas mayoradas aplicados a las secciones correspondientes (N-mm).

M_y se deberá tomar como el menor valor calculado para el ala de compresión, M_{yc} , o el ala de tracción, M_{yt} .

c) Profundidad comprimida del alma

C.1 En el rango elástico (D_c)

Las especificaciones AASHTO nos dice que, “la profundidad comprimida del alma en el rango elástico, D_c , es la suma algebraica de las tensiones en el acero, la sección compuesta a largo plazo y la sección compuesta a corto plazo debidas a las cargas permanentes y sobrecargas más las cargas de impacto”.

$$D_c = \left[\frac{-f}{f_c + f_t} \right] d - t_{fc} \geq 0 \quad (F.36)$$

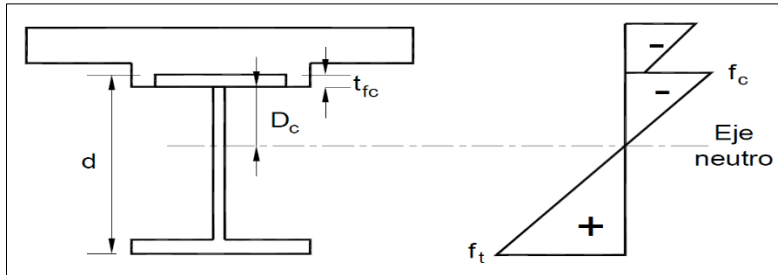


Figura 20: Ubicación del eje Neutro

Donde:

d = Profundidad de la sección de acero (mm).

f_c = Sumatoria de las diferentes tensiones de flexión en el ala de compresión provocadas por las diferentes cargas (MPa).

f_t = Sumatoria de las diferentes tensiones en el ala de tracción provocadas por las diferentes cargas (MPa).

C.2 Cuando se produce el momento plástico (D_{cp})

Las especificaciones AASHTO nos indican que, “la profundidad comprimida del alma cuando se produce el momento plástico, D_{cp} , se calcula cuando el eje neutro plástico se encuentra en el alma utilizando la siguiente fórmula”:

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[\frac{F_{yt} A - F_{yt} A_c - 0.85 f'_c A_c - F_{yrs} A_{rs}}{F_{yw} A_w} + 1 \right] \quad (F.37)$$

Donde:

A_c = área del ala de compresión (mm²).

A_{rs} = área total de la armadura longitudinal dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón (mm²).

A_s = área del tablero de hormigón (mm²).

A_t = área del ala de tracción (mm²).

A_w = área del alma (mm²).

D_{cp} = profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico (mm).

F_{yrs} = mínima resistencia a la fluencia especificada de la armadura longitudinal (MPa).

Cuando el eje neutro tiene una ubicación fuera del alma de la viga, D_{cp} , se toma igual a cero.

A continuación se presenta un diagrama de flujo con los pasos a seguir para la verificación de las propiedades de los elementos en flexión positiva.

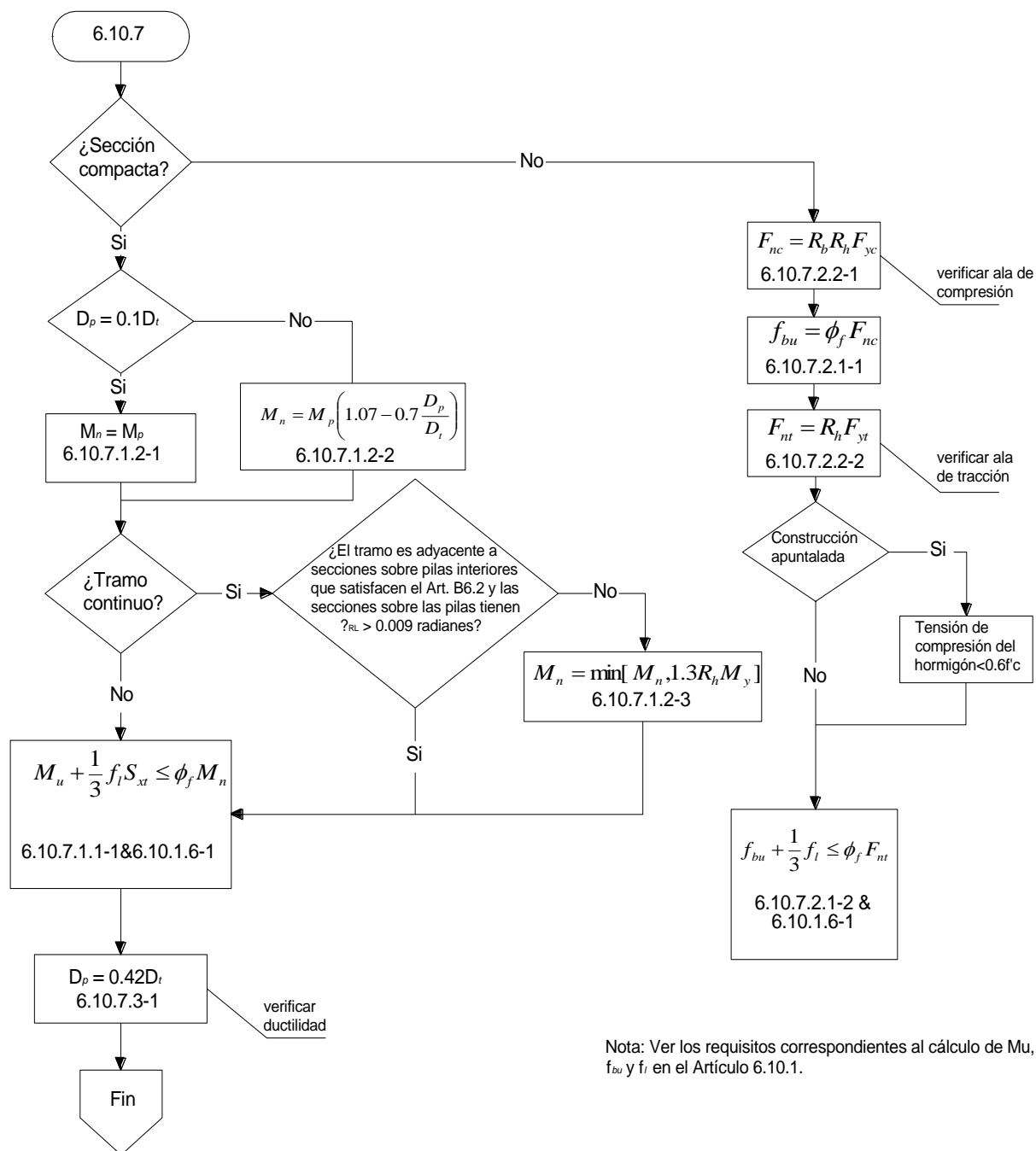


Figura 21: Diagrama de flujo para secciones compuestas en flexión positiva (fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APÉNDICE C 6.4.5)

1.3.3.10.4 Verificación de los estados límite

1.3.3.10.4.1 Verificación para el estado límite de servicio

Las especificaciones AASHTO nos dice que, “*el comportamiento estructural de los componentes de acero o de acero combinado con otros materiales se deberá investigar para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte. Los elementos estructurales se deberán dimensionar de manera que satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límites de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga*”.

La viga debe verificarse en la región de momento positivo para el Estado Límite de Servicio y el control de las deflexiones permanentes. Esta verificación se propone para prevenir las deflexiones permanentes inaceptables debido a cargas severas de tráfico esperado que dañarían la transitabilidad. El Estado Límite de Servicio II es usado para este chequeo.

El Manual de Diseño de Puentes del MTC indica que, “*la sollicitación mayorada total para el Estado Límite de Servicio II es*”:

$$Q = \eta_i [1.00(DC + DW) + 1.30(LL + IM)] \quad (F.38)$$

a) Flexión

Las especificaciones AASHTO señalan que, “*las alas deben satisfacer los siguientes requisitos*”:

Para el ala de acero superior de las secciones compuestas:

$$f_f \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (F.39)$$

Para el ala de acero inferior de las secciones compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.95R_h F_{yf} \quad (F.40)$$

Para ambas alas de acero de las secciones no compuestas:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80R_h F_{yf} \quad (F.41)$$

Donde:

f_f = Tensión en el ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio II (MPa).

f_l = Tensión de flexión lateral del ala en la sección considerada debida a la combinación de cargas para Estado Límite de Servicio.

R_h = Factor de hibridez.

b) Factor de hibridez, R_h

Las especificaciones AASHTO dicen que, “una viga híbrida es aquella donde el alma tiene una resistencia a la fluencia menor que el de una o ambas alas; para las secciones homogéneas, R_h se toma igual a 1, caso contrario, el factor de hibridez se calculará como”:

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad \text{Dónde: } \beta = \frac{2D_n t_w}{A_{fn}} \quad (\text{F.42})$$

ρ = Menor valor de F_{yw}/f_n y 1.0

Donde:

A_{fn} = Sumatoria del área del ala y el área de cualquier cubrejuntas del lado del eje neutro correspondiente a D_n (mm²).

D_n = Mayor de las distancias entre el eje neutro elástico de la sección transversal y la cara interna de cualquiera de las alas (mm).

f_n = La mayor de las mínimas resistencias a la fluencia de cada componente incluido en el cálculo de A_{fn} (MPa).

c) Proporciones del alma

Las especificaciones AASHTO señalan, “que las almas se deben dimensionar para satisfacer los siguientes límites de proporción”:

Sin rigidizador longitudinal: $\frac{D}{t_w} \leq 150$ (F.43.a)

Con rigidizador longitudinal: $\frac{D}{t_w} \leq 300$ (F.43.b)

d) Proporciones de las Alas

Las especificaciones AASHTO señalan, “que las alas se deben dimensionar para satisfacer los siguientes límites de proporción”:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12.0 \quad (\text{F.44.a})$$

$$b_f \leq \frac{D}{6} \quad (\text{F.44.b})$$

$$t_f \leq 1.1t_w \quad (\text{F.44.c})$$

e) Ancho efectivo de Alas

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, “el ancho efectivo se utilizará para el metrado de cargas y en ausencia de un análisis más refinado”:

Para vigas interiores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como el menor de:

$\frac{1}{4}$ de la longitud efectiva del tramo.

12 veces el espesor promedio de la losa más el mayor espesor del alma ó $\frac{1}{2}$ del ancho del ala superior de la viga.

El espaciamiento promedio entre vigas adyacentes.

Para vigas exteriores, el ancho efectivo del ala puede ser tomado como la mitad del ancho efectivo de la viga interior adyacente más el menor de:

$\frac{1}{8}$ de la longitud efectiva del tramo.

6 veces el espesor promedio de la losa más el mayor de la mitad del espesor del alma o $\frac{1}{4}$ del ancho del ala superior de la viga de estudio, o

El ancho del volado.

Para ilustrar mejor el procedimiento para realizar la verificación por el estado límite de servicio, se muestra a continuación un diagrama de flujo con los pasos a seguir.

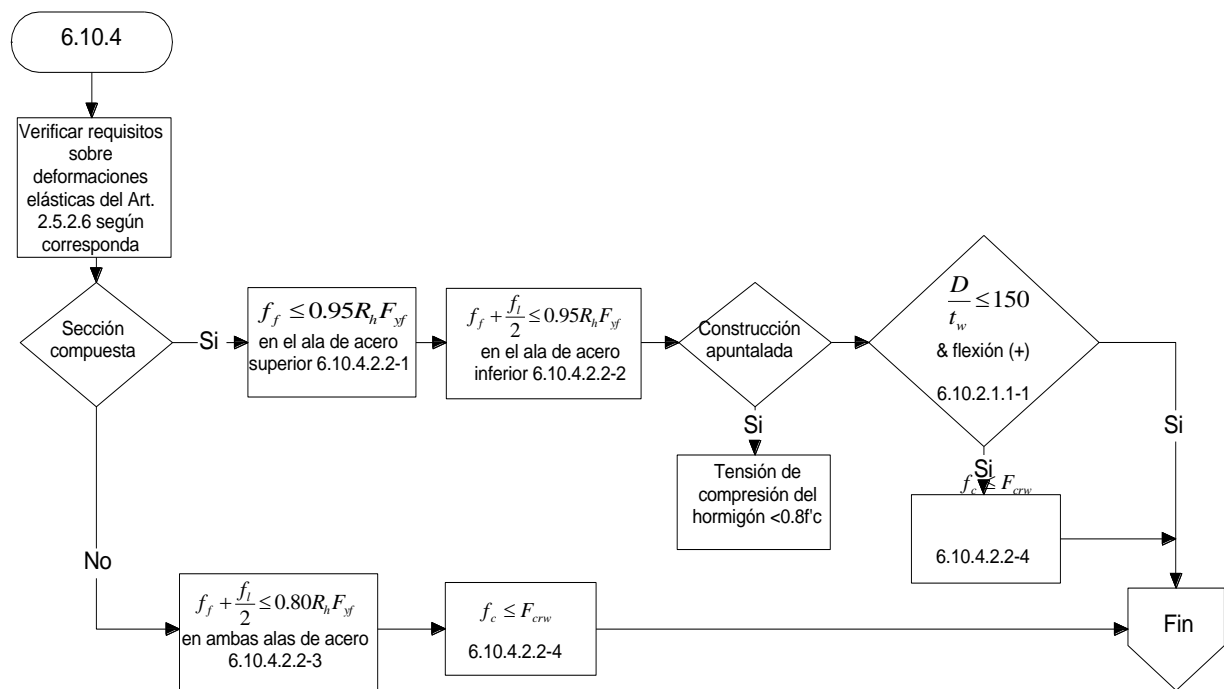


Figura 22: Diagrama de flujo para el estado límite de servicio (fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APÉNDICE C6.4.2)

1.3.3.10.4.2 Verificación para el estado límite de fatiga

a) Requisito especial sobre fatiga aplicable a las almas

Según las especificaciones AASHTO, “la carga de fatiga factorizada se deberá tomar igual a dos veces el valor calculado usando la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga”.

La solicitación mayorada total para el Estado Límite de Fatiga es:

$$Q = \eta_i [0.75(LL + IM)] \quad (F.45)$$

El artículo 6.10.5 de las especificaciones AASHTO establece que la cortante debe investigarse por fatiga, debiendo satisfacer los siguientes requisitos:

$$V_u \leq V_{cr} \quad (F.46)$$

Donde:

V_u = Corte en el alma en la sección considerada debido a la carga permanente no mayorada más la sobrecarga de fatiga (N).

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte (N).

La resistencia nominal al corte de almas con o sin rigidizadores debe ser tomado como:

$$V_n = V_{cr} = CV_p \quad \text{En el cual:} \quad V_p = 0.58F_{yw}Dt_w \quad (F.47)$$

Donde:

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

V_p = Fuerza de corte plástico (N).

Según las Especificaciones AASHTO, en el artículo 6.10.3.3 Corte, “los paneles interiores de las almas con rigidizadores transversales, con o sin rigidizadores longitudinales, deberán satisfacer el siguiente requisito durante las etapas críticas de la construcción, por flexión:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr} \quad (F.48)$$

Donde:

ϕ_v = Factor de resistencia para corte.

V_u = Corte en el alma en la sección considerada debido a las cargas permanentes mayoradas y a las cargas mayoradas y las cargas constructivas aplicadas a la sección no compuesta (N).

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte (N).

La resistencia nominal al corte de almas con o sin rigidizadores debe ser tomado como:

La relación C se determina cómo se especifica el artículo 6.9.10.9.3.2 del LRFD:

$$Si \quad \frac{D}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces:} \quad C=1.0 \quad (F.49)$$

De no haber sido satisfecha la condición anterior, se tienen dos opciones más para calcular el valor de C:

$$\text{Si } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} < \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces: } C = \frac{1.12}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (\text{F.50})$$

$$\text{Si } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad \text{Entonces: } C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (\text{F.51})$$

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_0}{D}\right)^2} \quad (\text{F.52})$$

Donde:

k = coeficiente de pandeo por corte

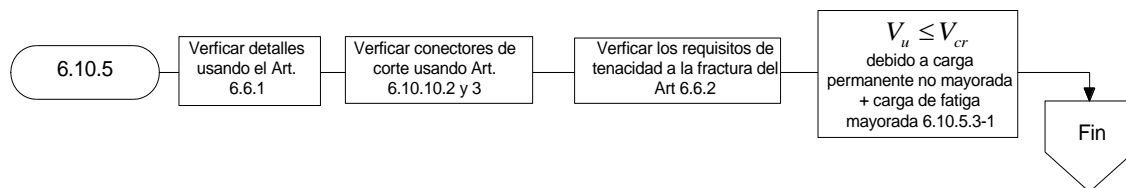


Figura 23: Diagrama de Flujo para el Estado Límite de Fatiga y Fractura (fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APÉNDICE C 6.4.3.)

1.3.3.10.4.3. Verificación para el estado límite de resistencia

a) Resistencia nominal a la flexión

Secciones compuestas en flexión positiva

Las especificaciones AASHTO establecen que, “*las secciones compuestas deben ser clasificadas como secciones compuestas compactas*”:

Las resistencias mínimas a la fluencia especificada de las alas no son mayores que 485 MPa.

La sección satisface el límite de esbeltez para el alma:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (\text{F.53})$$

Donde:

D_{cp} = Profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico.

Secciones Compactas

Según las especificaciones AASHTO indica que la, “*sección compacta es aquella que puede desarrollar el momento plástico sin que se produzca el pandeo en la sección*”. Las secciones Compactas deben satisfacer los siguientes requisitos:

En el Estado Límite de Resistencia la sección deberá satisfacer:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (F.54)$$

Donde:

ϕ_f = Factor de Resistencia para flexión.

f_l = Tensión de flexión lateral del ala (MPa).

M_n = Resistencia nominal a la flexión de la sección (N-mm).

M_u = Momento flector respecto del eje mayor de la sección transversal (N-mm).

M_{yt} = Momento de fluencia con respecto al ala de tracción (N-mm).

S_{xt} = Módulo resistente elástico de la sección respecto del eje mayor hasta el ala de tracción tomado como M_{yt}/F_{yt} (mm³).

Asimismo la AASHTO indica que, “*la resistencia nominal a la flexión de la sección se deberá tomar como*”:

$$\text{Si } D_p \leq 0.1 D_t, \quad \text{Entonces:} \quad M_n = M_p \quad (F.55)$$

$$\text{Caso contrario:} \quad M_n = M_p \left(1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \quad (F.56)$$

Donde:

D_p = Distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (mm).

D_t = Profundidad total de la sección compuesta (mm).

M_p = Momento plástico de la sección compuesta (N-mm).

Requisito de ductilidad

Las especificaciones AASHTO nos indican que, “*las secciones compactas y no compactas deberán satisfacer*”:

$$D_p \leq 0.42 D_t \quad (F.57)$$

Donde:

D_p = Distancia entre la cara superior del tablero de hormigón y el eje neutro de la sección compuesta cuando se produce el momento plástico (mm).

D_t = profundidad total de la sección compuesta (mm).

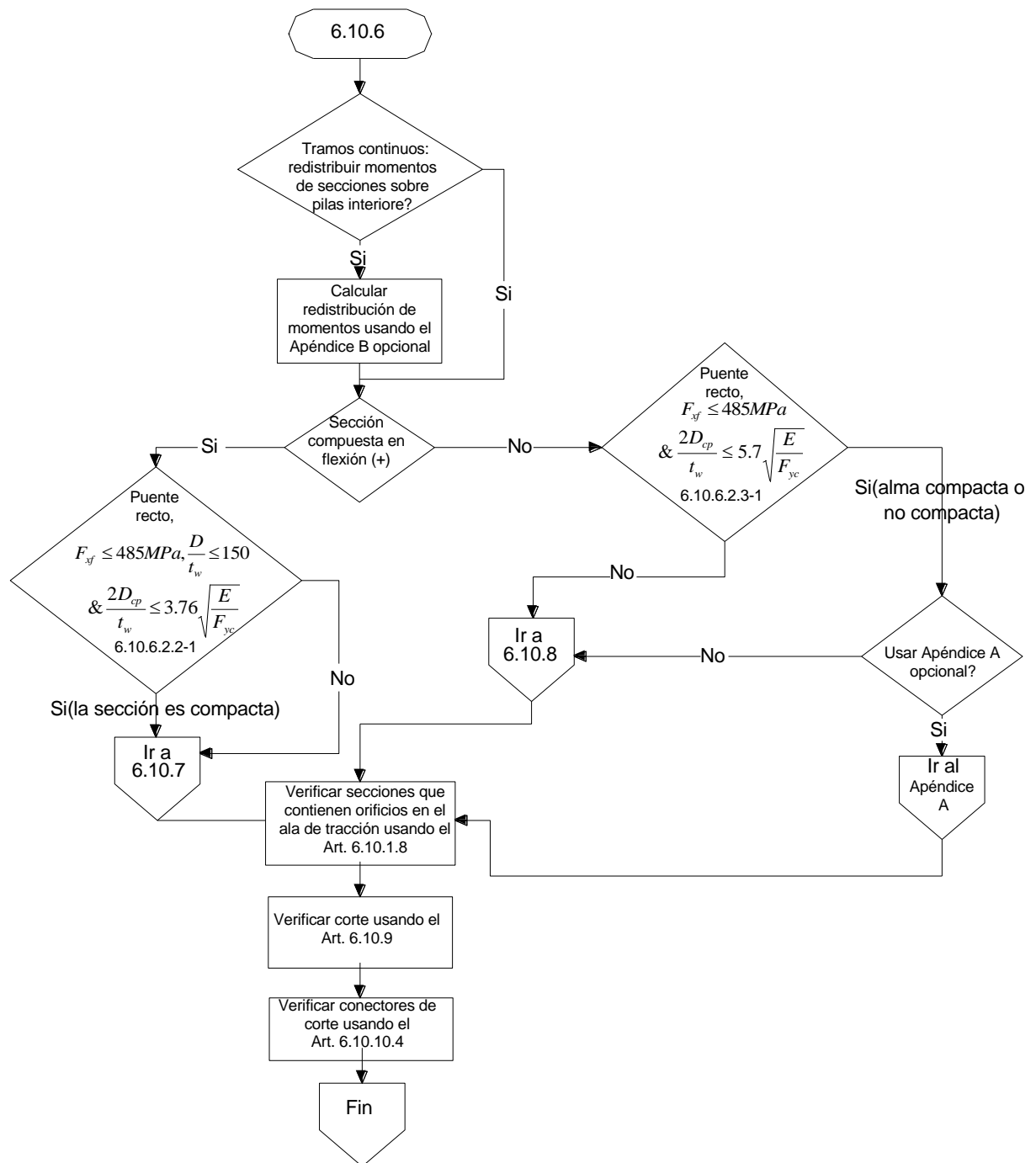


Figura 24: Diagrama de Flujo para el Estado Límite de Resistencia (fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, APÉNDICE C 6.4.4)

1.3.3.10.5 Vigas diafragma

Las especificaciones AASHTO indican que “*las vigas diafragmas se diseñan para absorber los momentos de torsión ocasionados por las sobrecargas. Se colocan en los puentes para unir a las vigas principales y transmitir las fuerzas laterales, el desplazamiento y la distorsión a los puntos de apoyo, dando uniformidad a toda la estructura, haciéndolo*

trabajar como un todo. La viga diafragma, en todo momento debe estar separada de la losa del puente, para permitir las rotaciones de ambos elementos”.

El análisis se hará siguiendo las especificaciones técnicas de la AASHTO. Por peso propio, se analiza como viga continua apoyada en vigas principales.

Para la sobrecarga se seguirá el procedimiento siguiente:

Longitudinalmente se carga la viga principal y se considera simplemente apoyada en cada viga diafragma; y se calcula la máxima reacción en esta.

Transversalmente, se carga el puente y se calcula la reacción normalizada, la que se calcula a la sumatoria entre el número de vigas.

1.3.3.10.6 Rigidizadores

Según Torrejón nos dice que, *“los rigidizadores son elementos para rigidizar el alma de la estructura y son de tres clases: intermedios, longitudinales y de apoyo. Estos elementos pueden ir remachados o soldados al alma, generalmente su conexión con los patines es a presión debiendo las superficies en contacto estar lo más lisas posible”.*

a) Rigidizadores Intermedios

En la página web Estructurasacero indica que, *“los Rigidizadores intermedios son utilizados principalmente para dar rigidez a la viga y se colocan a una separación calculada y así formar los campos de tensión. Cuando se tiene un cortante en una sección de la viga se producen tensiones y compresiones diagonales que pueden generar el pandeo del alma, en este momento es que son necesarios los rigidizadores; su función es crear tableros en la viga que resistan cortantes incrementadas o crear campos de tensión para resistir la compresión diagonal”.*

Ancho saliente

Las especificaciones AASHTO nos dice que, *“el ancho de un rigidizador transversal intermedio, placa o ala sobresaliente de un ángulo, debe ser, por lo menos”:*

$$b_t \geq 50 + \frac{d}{30} \quad (F.58)$$

$$16b_t \geq b_t \geq b_f / 4 \quad (F.59)$$

Donde:

b_f = Ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección (mm).

d = Profundidad total de la sección de acero (mm).

t_p = Espesor de un elemento rigidizador saliente (mm).

El borde exterior de todos los rigidizadores transversales deberá estar a una distancia mayor o igual que 25 mm del borde exterior de cualquiera de las alas.

Momento de inercia

Según las especificaciones AASHTO, “*el momento de inercia de cualquier rigidizador transversal debe satisfacer*”:

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad (F.60)$$

$$J = 2.5 \left(\frac{D}{d_o} \right)^2 - 2 \geq 0.5 \quad (F.61)$$

Donde:

J = Relación requerida entre la rigidez de un rigidizador y la de la placa de alma.

d_o = Separación entre rigidizadores transversales (mm).

I_t = Momento de inercia del rigidizador transversal respecto del borde en contacto con el alma en el caso de rigidizadores simples y respecto de la mitad del espesor del alma en el caso de pares de rigidizadores (mm⁴).

Área

Según las especificaciones AASHTO, “*los rigidizadores transversales intermedios que deban soportar las fuerzas impuestas por la acción del campo de tensiones del alma deberán satisfacer*”:

$$A_s \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 \quad (F.62)$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys} \quad (F.63)$$

Donde:

F_{crs} = Tensión de pandeo local elástico para el rigidizador (MPa).

ϕ_v = Factor de Resistencia para corte.

A_s = Área del rigidizador; área total de ambos rigidizadores en el caso de los rigidizadores utilizados de a pares (mm²).

B = 1.0 para pares de rigidizadores.

= 1.8 para rigidizadores simples.

= 2.4 para rigidizadores de placa simple.

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

F_{ys} = Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

V_n = Resistencia nominal al corte determinada para almas no rigidizadas y rigidizadas, respectivamente (N).

V_u = Corte debido a las cargas mayoradas en el Estado Límite de Resistencia (N).

b) Rigidizadores de apoyo

Las especificaciones AASHTO definen lo siguiente, “*son un tipo especial de columnas, que soporta la carga conjuntamente con el alma y se utiliza donde existen cargas concentradas grandes o en los apoyos como su nombre lo indica. Estos rigidizadores se usan por pares, uno a cada lado del alma y se deben extender tan próximos como sea posible hasta los bordes exteriores de las alas*”.

La separación de los rigidizadores transversales en los paneles extremos con o sin rigidizadores longitudinales no deberá ser mayor que 1.5D.

Ancho saliente

Las especificaciones AASHTO indica que, “*el ancho, b_t , de cada elemento rigidizador saliente deberá satisfacer*”:

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yt}}} \quad (F.64)$$

Donde:

F_{yt} = Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

t_p = Espesor del elemento rigidizador saliente (mm).

Resistencia al aplastamiento

Las especificaciones AASHTO indican que, “*la resistencia al aplastamiento factorizada para los rigidizadores de apoyo será*”:

$$(\mathbf{R}_{sb})_r = \phi_b (\mathbf{R}_{sb})_n, \quad \text{Donde:} \quad (\mathbf{R}_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys} \quad (F.65)$$

Dónde:

$(\mathbf{R}_{sb})_n$ = Resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo (N).

ϕ_b = Factor de Resistencia para aplastamiento.

A_{pn} = Área de los elementos de un rigidizador que sobresalen más allá de las soldaduras de filete entre el alma y un ala pero no más allá del borde del ala (mm²).

F_{ys} = Mínima resistencia a la fluencia especificada del rigidizador (MPa).

Resistencia axial de los rigidizadores de apoyo

Las especificaciones AASHTO establecen que:

“la resistencia axial mayorada, P_r , se determinará usando la mínima resistencia a la fluencia especificada de las placas rigidizadoras, F_{ys} . El radio de giro se calculará respecto de la mitad del espesor del alma y la longitud efectiva se deberá tomar igual a $0.75D$, siendo D la profundidad del alma”.

$$P_r = \phi_c P_n \quad (F.66)$$

Dónde:

P_n = Resistencia nominal a la compresión según corresponda (N).

ϕ_c = Factor de Resistencia para compresión.

Relación de esbeltez límite

Las especificaciones AASHTO establecen que, “los elementos solicitados a compresión deben satisfacer los requisitos de esbeltez”:

Para elementos principales..... $Kl/r \leq 120$.

Para elementos de arriostramiento..... $Kl/r \leq 140$.

Donde:

K = factor de longitud efectiva.

ℓ = longitud no arriostrada (mm).

r = mínimo radio de giro (mm).

Según las especificaciones AASHTO la, “verificación de la relación ancho/espesor” se hará con la siguiente relación:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F.67)$$

Donde:

k = Coeficiente de pandeo de placas como se especifica en la tabla N° 07.

b = Ancho de la placa (mm).

t = Espesor de la placa (mm).

Tabla 7.

Coefficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial

Placas apoyadas a lo largo de un borde	<i>K</i>	<i>B</i>
		En las secciones doble Te laminadas, semiancho de ala
		En las secciones tipo canal, ancho de ala total
Alas y ramas salientes o placas	0.56	En las placas, distancia entre el borde libre y la primera línea de bulones o soldaduras
		Para los pares de perfiles tipo ángulo simple en contacto continuo, ancho total de una rama saliente
Almas de las secciones Te laminadas	0.75	Profundidad total de la Te
Otros elementos salientes	0.45	En los puntales compuestos por un único perfil tipo ángulo simple o por dos perfiles tipo ángulo simple con separador, ancho total de la rama saliente
		Para otros elementos, totalidad del ancho saliente
Placas apoyadas a lo largo de dos bordes	<i>k</i>	<i>B</i>
Alas de secciones tipo cajón y cubrejuntas	1.40	Para las alas de secciones tipo cajón, distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interna a cada lado
		Para los cubrejuntas en alas, distancia entre líneas de soldaduras o bulones
Almas y otros elementos tipo placa	1.49	Para las almas de las vigas laminadas, distancia libre entre alas menos los radios de los chaflanes
		Para todos los demás elementos, distancia libre entre apoyos de borde
Cubrejuntas perforados	1.86	Distancia libre entre apoyos de borde

Fuente: Especificaciones AASHTO para el diseño de Puentes por el método LRFD, Art. 6.9.4.2

Resistencia nominal a la compresión

Asimismo las especificaciones AASHTO indica que, “la resistencia nominal a la compresión, P_n , se debe tomar como”:

$$\text{Si } \lambda \leq 2.25, \quad \text{Entonces: } P_n = 0.66^{\lambda} F_y A_g \quad (\text{F.68})$$

Si $\lambda > 2.25$, Entonces: $P_n = \frac{0.88F_y A_g}{\lambda}$ (F.69)

Siendo:

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad (\text{F.70})$$

Donde:

A_g = Área bruta de la sección transversal (mm²).

F_y = Mínima resistencia a la fluencia especificada (MPa).

E = Módulo de elasticidad (MPa).

K = Factor de longitud efectiva.

ℓ = Longitud no arriostrada (mm).

r_s = Radio de giro respecto del plano de pandeo (mm).

Sección efectiva

Las especificaciones AASHTO indican que, “*para los rigidizadores que consisten en dos placas soldadas al alma, la sección de columna efectiva consiste en los dos elementos rigidizadores, más una franja central del alma que se extiende hasta $9t_w$ a cada lado de los rigidizadores*”.

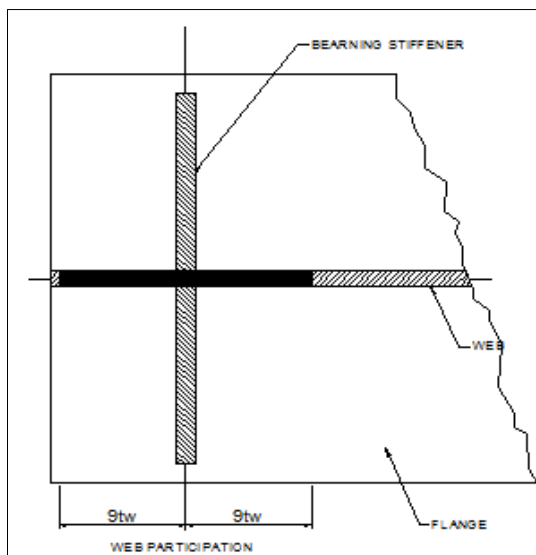


Figura 25: Sección Efectiva

1.3.3.10.7 Conectores

Las especificaciones AASHTO determinan que, “*son dispositivos que sirven como unión entre la viga metálica y la losa de concreto de manera que impide la separación vertical entre ambos y logrando así que trabajen en forma conjunta. Se diseñan para resistir toda la fuerza cortante entre la viga y la losa, originada por la sobrecarga más el impacto,*

debiendo ser capaces de resistir los movimientos tanto verticales como horizontales entre el acero y el hormigón”.

1.3.3.10.7.1 Diseño de conectores

Las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD establecen que, *“los conectores se diseñan por el estado límite de Fatiga y se realiza la verificación por resistencia”.*

Separación longitudinal entre conectores.

Según las especificaciones AASHTO, *“la separación de los conectores debe satisfacer”:*

$$p = \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad \text{En el cual:} \quad V_{sr} = \frac{V_f Q}{I} \quad (\text{F.71})$$

Donde:

I = Momento de inercia de la sección compuesta a corto plazo (mm^4).

n = Número de conectores de corte en una sección transversal.

p = Separación de los conectores de corte a lo largo del eje longitudinal (mm).

Q = Momento estático del área transformada a corto plazo del tablero de hormigón respecto del eje neutro de la sección compuesta a corto plazo (mm^3).

V_f = Cortante vertical bajo la combinación de cargas para Estado Límite de Fatiga (N).

Z_r = Resistencia a la fatiga por corte de un conector de corte individual (N).

La separación entre los centros de los conectores de corte en la dirección de la carga no deberá ser mayor que 600 mm ni menor que seis veces el diámetro del conector.

Separación transversal

Las especificaciones AASHTO indican que, *“se deberán colocar conectores de corte transversalmente en el ala superior de la sección de acero. La separación entre dichos conectores de corte podrá ser constante o variable. La separación entre centros de los conectores de corte tipo perno no deberá ser menor que 4.0 diámetros del perno medidos en forma transversal al eje longitudinal del elemento. La distancia libre entre el borde del ala superior y el borde del conector de corte más próximo no deberá ser menor que 25 mm”.*

Resistencia a la fatiga

Las especificaciones AASHTO nos dice que, *“la resistencia al corte para fatiga de un conector de corte tipo perno individual, Z_r , se calculará como”:*

$$Z_r = \alpha d^2 \geq (38/2)d^2 \quad (\text{F.72})$$

$$\alpha = 238 - 29.5 \log N \quad (\text{F.73})$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (F.74)$$

Donde:

d = Diámetro del perno (mm).

N = Número de ciclos.

n = Número de ciclos por pasada de camión.

(ADTT)_{SL} = ADTT en un único carril.

1.3.3.10.7.2 Verificación por resistencia

Asimismo las especificaciones AASHTO nos indican que, “la resistencia nominal al corte de un conector de corte tipo perno embebido en un tablero de hormigón se tomará como”:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (F.75.a)$$

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (F.75.b)$$

Donde:

A_{sc} = Área de la sección transversal de un conector de corte tipo perno (mm²).

E_c = Módulo de elasticidad del hormigón del tablero determinado (MPa).

F_u = Mínima resistencia al a tracción especificada de un conector de corte tipo perno (MPa).

En el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte, n, se calculará utilizando la siguiente fórmula:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (F.76)$$

Donde:

P = Fuerza de corte nominal total determinada como (N).

Q_r = Resistencia al corte mayorada de un conector de corte (N).

1.3.3.10.8 Conexiones

En la página web jjcoopsa.com hace mención que, “las conexiones es la unión de más de un miembro, de manera que permitan que la carga siga su flujo ordenado y continuó. Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura. Los elementos se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la solicitación de diseño correspondiente, determinada”.

1.3.3.10.8.1 Conexiones atornilladas

Según Mc Cormac establece que, *“el montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura”*.

a. Pernos de alta resistencia

Su resistencia a la tensión es varias veces la de los tornillos ordinarios. Son utilizados en todo tipo de estructuras, desde edificios pequeños hasta rascacielos y puentes monumentales.

b. Ventajas de tornillos de Alta resistencia

Las juntas atornilladas buenas pueden realizarlos hombres con menos entrenamiento y experiencia que los requeridos para producir conexiones soldadas o remachadas de calidad similar. La instalación apropiada de tornillos de alta resistencia pueda aprenderse en cuestión de horas.

No requiere de pernos de montaje que deben removerse después, como en las juntas remachadas o soldadas.

Se requiere equipo más barato para realizar conexiones atornilladas.

La resistencia a la fatiga es mayor que la obtenida con las juntas soldadas remachadas según demuestren las pruebas.

Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones son absolutamente simples por la facilidad de remover los tornillos.

1.3.3.10.8.2 Conexiones soldadas

Asimismo Mc. Cormac indica que, *“la soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido”*.

a) Ventajas de la Soldadura

Actualmente es posible aprovechar las grandes ventajas que la soldadura ofrece, ya que lo temores de fatiga e inspección se han eliminado casi por completo.

La primera ventaja está en el área de la economía, permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado. Las estructuras soldadas permiten eliminar un gran porcentaje de las placas de unión y de empalme, tan necesarias en las estructuras remachadas o atornilladas, así como la eliminación de las cabezas de remaches o tornillos. En algunas estructuras de puentes es posible ahorrar hasta en un 15% o más del peso de acero con el uso de soldadura.

La soldadura tiene una zona de aplicación mucho mayor que los remaches o los tornillos. Una conexión remachada o atornillada puede resultar virtualmente imposible, pero una conexión soldada presentara pocas dificultades.

Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general están soldados directamente uno a otro. Las conexiones con remaches o tornillos, se realizan a menudo a través de ángulos de conexión o placas que se deforman debido a la transferencia de carga, haciendo más flexible la estructura completa.

Resulta más fácil realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje (y a menor costo), si se usa soldadura.

Se usan menos piezas y como resultado, se ahorra tiempo en detalle, fabricación y montaje de obra.

b) Esfuerzos permisibles de la soldadura

Bowles indica que, “los esfuerzos permisibles de tensión o compresión para el metal de la soldadura se pueden también tomar como $0.6 F_y$ respecto al metal base”.

SIMBOLOS BASICOS DE LA SOLDADURA									
TIPOS DE SOLDADURA									
CANTO	FILETE	TAPON	PREPARACION DE LAS PIEZAS						
			RECTAN.	"V"	BISEL	"U"	"J"	BOCEL DOBLE	BOCEL SIMPLE

SIMBOLOS SUPLEMENTARIOS DE LA SOLDADURA					
CON APOYO	CON ESPACIADOR	SOLDAR ALREDEDOR	SOLDADURA DE CAMPO	CONTORNO	
				AL RAS	CONVEXO

Figura 26: Tipos de Soldadura (fuente: Mc. Cormac Jack C., “Diseño de estructuras de acero método LRFD”, página 444.)

SIMBOLOGIA SOLDADURA A TOPE Y ESQUINA		SIMBOLOGIA SOLDADURA A TOPE Y ESQUINA	
SECCION	SIMBOLO	SECCION	SIMBOLO

Figura 27: Simbología de Soldadura (fuente: Estudio del Puente Carrozable la Victoria Cholocal sobre el río Cajamarquino).

1.3.3.10.9 Control de deflexiones

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, “*se considerarán los siguientes criterios*”:

La carga viva vehicular incluirá la carga dinámica permisible.

Todos los carriles de diseño serán cargados y todos los componentes de apoyo se deflectarán igualmente.

Para diseño de secciones de sección compuesta, la sección transversal deberá incluir el ancho total de la calzada y las partes estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreras.

Se usará la posición de carga viva de la combinación I de las carga de servicio.

La deflexión máxima por carga viva vehicular será $L/800$.

a) Deflexiones por Carga Viva Vehicular

Según el Manual de Diseño de Puentes del MTC, “*para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión de diseño*”.

1.3.3.11 Diseño de los aparatos de apoyo

Según Bosio nos indica que, “*todas las estructuras son objeto de solicitaciones y de movimientos que varían en el espacio y en el tiempo algunos de los cuales dependen de las características propias de los materiales usados*”.

El rol de un aparato de apoyo, colocado en la unión entre una estructura y su soporte, es permitir dentro de ciertos límites y bajo ciertas condiciones:

La transmisión de esfuerzos.

La libertad de los desplazamientos y rotaciones al mismo tiempo que garantizar la estabilidad de conjunto.

1.3.3.11.1 Apoyos de neopreno con placas de acero

Rodríguez Serquén dice que, “*son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamientos y rotaciones. Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, frenado, fuerza centrífuga, entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales, y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura, flujo plástico, retracción, fatiga, etc*”.

1.3.3.11.2 Requerimientos de diseño

Según Mehdi el dimensionamiento del neopreno “*debe ser capaz de resistir la carga total que se genera en los apoyos*”:

El factor de forma de una capa S, resulta de dividir el área plana del elastómero por el área del perímetro. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de una capa es:

$$S_I = \frac{LW}{2h_{ri}(l+w)} \quad (F.77)$$

Donde:

L = Longitud del apoyo del elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente).

W = Ancho del apoyo, en dirección transversal.

h_{ri} = Grosor de la capa i-ésima de elastómero en el apoyo.

Esfuerzo de compresión

En cualquier capa de elastómero, el esfuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio cumplirá:

Para apoyos sujetos a deformación por cortante:

$$\sigma_s \leq 1.66G.S \leq 1.1 \text{ KN/cm}^2 \quad (F.78)$$

$$\sigma_L \leq 0.66G.S \quad (F.79)$$

Espesor mínimo del neopreno está dado por:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (F.80)$$

Donde:

h_{rt} = Grosor total del elastómero

Δ_s = Deformación por cortante total máxima del elastómero en estado límite de servicio

Deflexiones por compresión

La siguiente figura permite determinar la deformación en una capa de elastómero en dispositivos con refuerzo de acero, basados en la dureza y el factor forma.

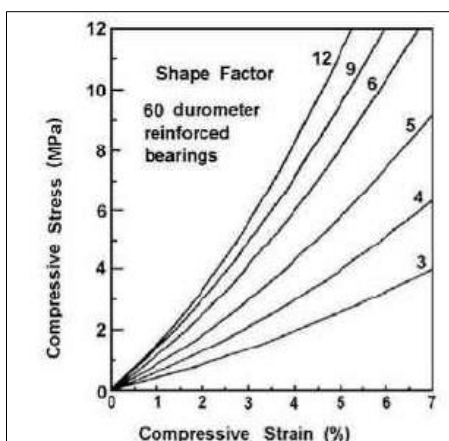


Figura 28: Curvas Esfuerzo – Deformación (fuente: Ing. Arturo Rodríguez S., “Puentes y obras de arte”, página IV-8.)

Compresión y rotación combinados

Rodríguez Serquén dice que, “En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial del paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes”.

Los apoyos rectangulares satisfacen requerimientos de levantamientos si:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \quad (\text{F.81})$$

Apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_n} \right)^2 \right] \quad (\text{F.82})$$

Estabilidad del apoyo de elastómero

Asimismo Rodríguez Serquén dice que, “Los apoyos serán investigados por inestabilidad en el estado de servicio, con combinaciones de carga”.

Los apoyos se consideran estables si satisfacen:

$$2A \leq B \quad (\text{F.83})$$

Donde:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)}$$

G = módulo de cortante del elastómero

L = longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)

W = ancho del apoyo en la dirección transversal

Para los apoyos rectangulares que no cumplen la primera ecuación, el esfuerzo debido a la carga total deberá cumplir con lo siguiente:

Si la cubierta de puente es libre para desplazarse horizontalmente:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A-B} \quad (F.84)$$

Refuerzo

El grosor del refuerzo de acero (h_s), cumplirá:

En el estado límite de servicio

$$h_s \geq \frac{3h_{m\acute{a}x}\sigma_s}{F_y} \quad (F.85)$$

En el estado límite de fatiga

$$h_s \geq \frac{2h_{m\acute{a}x}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} \quad (F.86)$$

Donde:

ΔF_{TH} = Constante de amplitud de fatiga critica para categoría A

$h_{m\acute{a}x}$ = Grosor de la capa de elastómero más gruesa en el apoyo

σ_L = esfuerzo de compresión promedio en servicio de acuerdo a la carga viva

σ_S = esfuerzo de compresión promedio en servicio de acuerdo a la carga total

F_y = resistencia de fluencia del acero de refuerzo

Tabla 8.

Constante de amplitud de Fatiga Crítica

Categoría	$(\Delta F)_{TH}$ (kg/cm ²)
A	1683
B	1122
B''	843
C	704
C''	843
D	493
E	316
E''	183
Pernos en tensión axial M 164M(A 325M)	2182
Pernos en tensión axial M 253M(A 490M)	2672

Fuente: Ing. Arturo Rodríguez S., “Puentes y obras de arte”, página IV-11.

1.3.3.12. Barandas

Según las especificaciones AASHTO indica que las barandas, “*se colocan a lo largo de los bordes de las estructuras para proteger al tráfico y a los peatones*”. Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, como se indica en la figura.

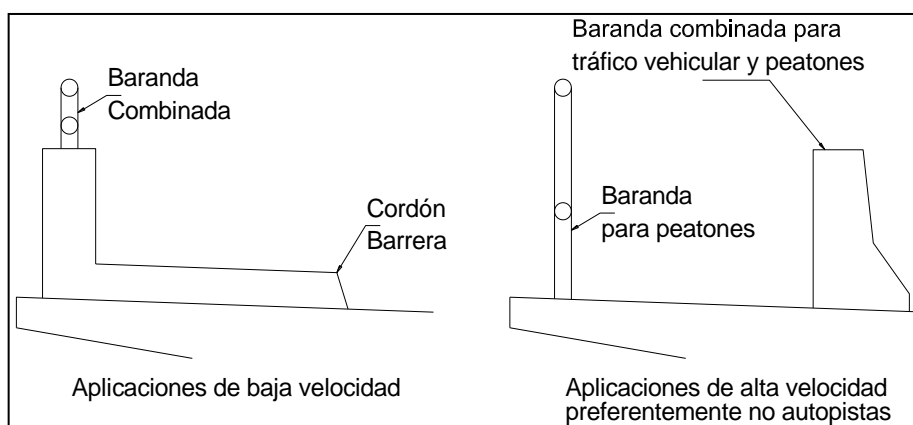


Figura 29: Tipos de barandas

Requisitos Generales

Las especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD señalan que, “*El propósito principal de las barandas para tráfico vehicular deberá ser contener y*

corregir la dirección de desplazamiento de los vehículos desviados que utilizan la estructura. Se deberá demostrar que todas las barreras para tráfico vehicular, barandas para tráfico vehicular y barandas combinadas nuevas son estructural y geométricamente resistentes al choque”.

Se deberían de considerar los siguientes factores:

Protección de los ocupantes de un vehículo que impacta contra la barrera.

Protección de otros vehículos próximos al lugar de impacto.

Protección de las personas y propiedades que se encuentran en las carreteras y otras áreas debajo de la estructura.

Posibles mejoras futuras de las barandas.

Estética y visibilidad de los vehículos circulantes.

Cordón y vereda

Las especificaciones AASHTO señalan que, *“el cordón debe estar integrado a una vereda de 1,20m o más de ancho cuando no haya otra barrera que separe la calzada de los peatones”.*

Un cordón puede ser utilizado en un puente en alguna de las siguientes situaciones:

Como única separación entre la vereda y la calzada, solamente cuando la velocidad máxima permitida sea de 70Km/h o menor.

Cuando existe también un cordón en los accesos al puente.

Cuando sea necesario contener la caída del agua de lluvia desde el borde del tablero.

a) Asimismo las especificaciones AASHTO determinan el “Uso de los diferentes tipos de barandas”:

Se utiliza una baranda para tráfico vehicular cuando el puente será utilizado exclusivamente por tráfico carretero.

Solamente se utiliza una barrera combinada junto con un cordón y una acera sobre elevados en las carreteras de baja velocidad.

En las carreteras de alta velocidad, la vía peatonal o ciclovía debería tener tanto una baranda para peatones o ciclistas en su parte externa como una baranda combinada en su parte interna.

Se debería considerar el uso de puentes peatonales independientes del puente carretero si la cantidad de tráfico peatonal o algún otro factor de riesgo así lo indican.

b) Características Exigidas por la AASHTO:

Altura mínima a partir de la superficie de rodadura: 0.510m.

Material: Concreto, metal o una combinación de estos.

Debe tener juntas abiertas y un reducido espaciamiento entre postes.

El elemento más bajo será 0.38m. de la superficie de la vereda.

Deberá resistir las cargas específicas.

1.3.3.12.1 Barandas para peatones

a) Geometría

Las especificaciones AASHTO establecen que *“la altura mínima de las barandas peatonales debe ser de 1060 mm, medidos a partir de la cara superior de la acera”*. Una baranda para peatones puede estar compuesta por elementos horizontales y/o verticales.

b) Sobrecargas de diseño

Según las especificaciones AASHTO, *“la sobrecarga de diseño para las barandas peatonales será de $w=0,73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además, cada elemento longitudinal será diseñado para una carga concentrada de 890N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal”*.

El Manual de Diseño de Puentes del MTC indica que, *“Las barandas deben ser especificadas de tal forma que sean seguras, económicas y estéticas. Las soluciones mixtas de baranda de metal más concreto satisfacen generalmente estos requisitos”*.

Asimismo el Manual de Diseño de Puentes del MTC indica que, *“La altura de las barandas para puentes peatonales será no menor que 1.10 metros; considerando ciclovías, será no menos que 1.40 metros”*.

1.3.3.13. Estribos

Rodríguez Serquén dice que, *“Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra”*.

1.3.3.13.1 Predimensionamiento de estribos

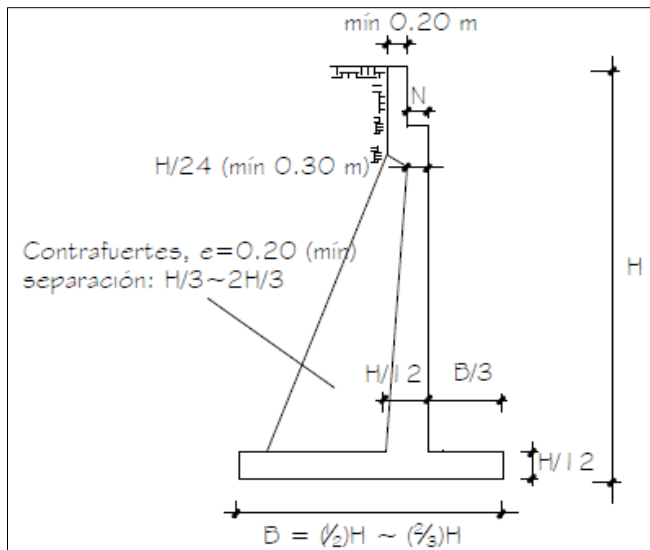


Figura 30: Predimensionamiento de estribos

Braja M. Das dice que, “*al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de las dimensiones. En el dimensionamiento esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de muros. Si las revisiones de la estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a comprobar*”.

1.3.3.13.2 Cargas de diseño en estribos

Rodríguez Serquén dice que, “*las cargas a considerar son*”:

- Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto
- El peso propio del estribo y relleno
- El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno
- Viento ejercido sobre la estructura y la sobrecarga viva, que se transmite a través del apoyo fijo
- Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación
- Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos
- Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos
- Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

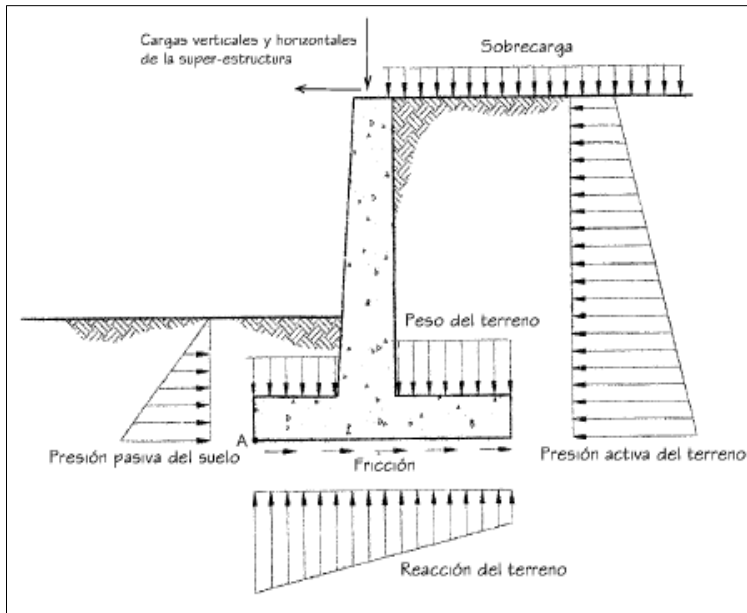


Figura 31: Cargas Típicas en Estribo

1.3.3.14. Pilotes

El Manual de Diseño de Puentes del MTC indica que, “*Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.*”

Asimismo el Manual de Diseño de Puentes del MTC indica que, “*En el análisis de la resistencia de los pilotes se tendrá en cuenta lo siguiente*”:

La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.

Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.

Efectos del hincado de pilotes sobre las estructuras adyacentes.

Efectos de socavación.

Trasmisión de fuerzas tales como fricción negativa y la carga debida al asentamiento del terreno.

Capacidad geotécnica de pilotes excavados

El cálculo de la capacidad de carga para pilotes excavados (Drilled Shafts) se ha determinado de acuerdo a los criterios establecidos en la Especificación de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

Según las especificaciones AASHTO indica que, “*la resistencia reducida de los pilotes excavados ($R_r = \phi R_n$) debe ser calculada según la siguiente expresión*”:

$$R_R = \phi_{qp} R_P + \phi_{qs} R_S \quad (F.87)$$

$$R_P = q_p A_P \quad (F.88)$$

$$R_s = q_s A_s \quad (F.89)$$

Donde:

R_p = Resistencia nominal a la punta

R_s = Resistencia nominal por fricción lateral

ϕ_{qp} = Factor de reducción para resistencia por punta

ϕ_{qs} = Factor de reducción para resistencia por fricción

q_p = Resistencia de punta por unidad de área

q_s = Resistencia de fricción por unidad de área

A_p = Área de la punta del pilote excavado

A_s = Área de superficie lateral de pilote excavado

a) Resistencia en suelos cohesivos

Resistencia por fricción lateral

La resistencia nominal por fricción lateral de pilotes excavados en suelos cohesivos según el método “ α ” es igual a:

$$q_s = \alpha S_u \quad (F.90)$$

En donde:

$$\alpha = 0.55, \text{ si } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5 \quad (F.91)$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right), \text{ si } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5 \quad (F.92)$$

Donde:

S_u = Resistencia cortante no drenada (ksf)

α = Factor de adhesión (adim)

P_a = Presión atmosférica (2.12ksf)

Resistencia por punta

La resistencia nominal de pilotes por punta de pilotes excavados en suelos cohesivos según O'Neill y Reese (1999) es igual a:

$$q_p = N_c S_u \leq 80 \quad (F.93)$$

En donde:

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9 \quad (F.94)$$

Donde:

S_u = Resistencia cortante no drenada (ksf)

D = Diámetro del pilote excavado (ft)

Z = Profundidad del pilote excavado (ft)

b) Resistencia en suelos no cohesivos

Resistencia por fricción lateral

La resistencia nominal por fricción lateral de pilotes excavados en suelos cohesivos según el método “ β ” es igual a:

$$q_s = \beta \sigma_v \leq 4.0, \quad \text{si} \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2 \quad (\text{F.95})$$

Para suelos de naturaleza arenosa:

Si $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{Z} \quad (\text{F.96})$$

Si $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.135\sqrt{Z}) \quad (\text{F.97})$$

Para gravas arenosas

$$\beta = 2.0 - 0.06(Z)^{0.75} \quad (\text{F.98})$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en el punto medio del estrato (ksf)

β = Coeficiente de transferencia de carga (adim)

Z = profundidad por debajo del nivel del terreno del punto medio del estrato (ft)

N_{60} = Promedio de golpes SPT corregido por eficiencia de martillo (blows/ft)

Resistencia por punta

La resistencia nominal de pilotes por punta de pilotes excavados en suelos no cohesivos según O'Neill y Reese (1999) es igual a:

$$\text{si: } N_{60} \leq 50, \text{ entonces: } q_p = 1.2N_{60} \quad (\text{F.99})$$

El valor de q_p será limitado a un máximo de 60ksf salvo que se justifique el empleo de valores mayores por medio de pruebas de carga.

Suelos no cohesivos con valores SPT N_{60} mayores a 50 golpes/pie deberán ser tratados como geo-materiales intermedios (IGM), y la resistencia por punta se estimará mediante la siguiente expresión:

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{p_a}{\sigma_v} \right) \right]^{0.8} \sigma_v \quad (\text{F.100})$$

Donde:

p_a = Presión atmosférica (2.12ksf)

σ_v = Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en el punto medio del estrato (ksf)

Asentamientos

Según Vésic, 1970 nos dice que: el asentamiento de la cabeza del pilote es:

$$St = \frac{B}{100} + \frac{Qva * L}{Ap * Ep} \quad (F.101)$$

Donde:

B = Diámetro del pilote.

Qva = Carga Aplicada.

Ap = Área de la sección transversal del pilote.

L = Longitud del pilote.

Ep = Modulo de elasticidad del pilote.

St = Asentamiento del pilote

Diseño de pilotes

Eduardo Rivera dice que, “Para el diseño de pilotes hincados se deben de tener en cuenta los siguientes puntos que se detallan a continuación”:

Determinar las cargas admisibles transmitidas por la superestructura y cabezal de cimentación a esfuerzos de trabajo

Determinar la distribución de carga ultima por cada pilote, se puede usar la siguiente formula en razón que exista la carga horizontal y no todos los pilotes trabajen con la misma carga.

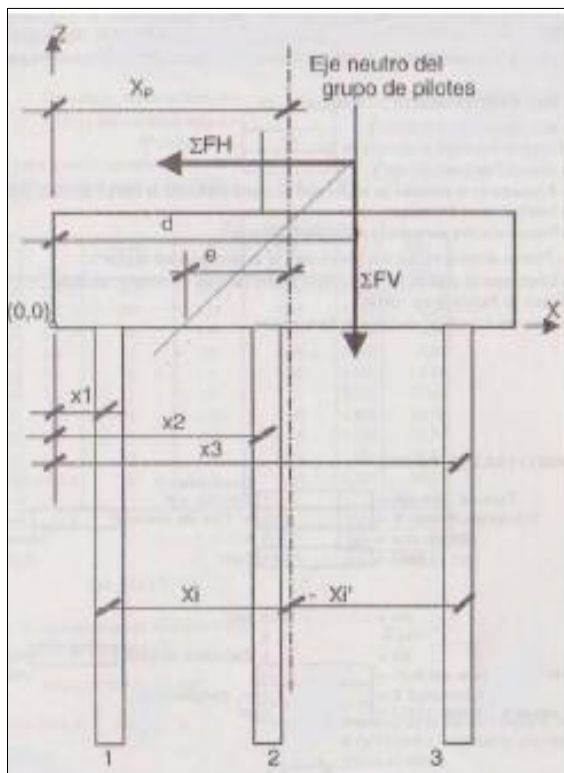


Figura 32: Cargas Verticales en Pilotes

$$Xp = \frac{\sum X_n}{n} \quad (F.102)$$

$$Vi = \frac{\sum Fv}{n} + \frac{\sum Fvex}{\sum x^2} \quad (F.103)$$

$$d = \frac{(\sum Mr - \sum Mv)}{\sum Fv} \quad (F.104)$$

$$e = d - Xp \quad (F.105)$$

Donde:

Vi = Componente vertical en cualquier pilote.

$\sum Fv$ = Carga vertical total del grupo de pilotes.

n = Número de pilotes.

e = Excentricidad.

Para la capacidad geotécnica ultima o capacidad de soporte a carga axial. Se utilizan las formulas antes mencionadas para determinar la capacidad axial por punta y fricción para el suelo cohesivo o no cohesivos.

Determinación de la longitud por fricción y punta del pilote, para absorber la carga transmitida con el factor de seguridad en concordancia.

Determinación de las condiciones y requerimientos mínimos para obtener la capacidad estructural de los pilotes a carga axial como eficiencia, espaciamiento entre otros.

Determinación de los esfuerzos admisibles de la sección estructural y esfuerzos admisibles de hincamiento.

Para pilotes sometidos a fuerzas horizontales, se debe calcular la profundidad de empotramiento virtual y su capacidad de respuesta del suelo sobre las paredes verticales del pilote.

1.4 Formulación del problema

Las obras de ingeniería siempre han significado un gran avance para el país, que se ha venido logrando mediante la adquisición de los diferentes conocimientos a través del tiempo, el cual siempre nos brinda diferentes soluciones a los diversos tipos de problemas.

A partir de esto, es que se planteó una solución, para unir los pueblos, y así poder mejorar el tránsito, el nivel socioeconómico y fomentar el crecimiento de la región y de esta manera del país, proponiéndome la siguiente interrogante ¿SE PODRA ANALISAR Y DISEÑAR UNA ESTRUCTURA DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO YURACYACU, DISTRITO DE NUEVA CAJAMARCA, PROVINCIA DE RIOJA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN?.

1.5 Justificación del estudio

La ausencia de infraestructuras viales producto de la poca presencia del estado en la zona amazónica del Perú es una de las principales causas del sub desarrollo en nuestro país y siendo esta el principal medio de comunicación entre los pueblos de la Región de San Martín, índice de modo directo en la economía de la región, por lo cual es primordial su implementación.

El presente proyecto está asociado a la necesidad de articular equitativa y sosteniblemente a los productos agrarios de las zonas y que a su vez logrará un incremento en el desarrollo productivo de las localidades del distrito Nueva Cajamarca, provincia de Rioja, Departamento de San Martín.

La importancia de la ejecución del presente proyecto radica en sus objetivos y fines que persigue, los cuales mejoraran el nivel socioeconómico de la población beneficiada.

1.6 Hipótesis

Si diseñamos un puente sobre el río Yuracyacu, en el sector Monterrey, Distrito de Nueva Cajamarca, provincia de Rioja, departamento de San Martín; entonces mejoraremos la transitabilidad, viabilidad y el nivel socioeconómico para todo el país.

1.7 Objetivos

1.7.1 Objetivo General

Elaborar el análisis y diseño de la estructura del puente vehicular sobre el Río Yuracyacu.

1.7.2 Objetivos Específicos

Analizar el comportamiento de los elementos estructurales que conformarán el Puente de Sección Compuesta y efectuar las verificaciones estructurales de los mismos.

Realizar el diseño en acero y concreto armado del puente de sección compuesta, acorde con las reglas de arte y estricta conformidad con las normas peruanas y el manual de diseño de puentes vigente a la actualidad, aplicando el método LRFD del manual AASHTO.

CAPÍTULO II

MÉTODO

2.1 Diseño de investigación

El diseño que se adoptó para el desarrollo de la investigación es del tipo aplicativo, es decir no experimental, puesto que el proceso experimental tiene aplicaciones muchos más amplias y específicas, así en el proceso se desarrolló:

Recolección de información, tanto teórica como práctica.

Tratamiento de los datos y la realización de un análisis comparativo de las características de las variables en los distintos aspectos de estudio.

Establecimiento de conclusiones lógicas parciales, que describan el comportamiento y las características de las variables de estudio.

2.2 Variables.

Independiente: Sobrecarga, materiales.

Dependiente: Diseño del puente vehicular.

2.3 Población y muestra.

Población.- Puentes de la región San Martín

La muestra.- Puente Sobre el río Yuracyacu

2.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos, validez y confiabilidad.

2.4.1 Fuentes técnicas

Las fuentes técnicas son del tipo documental, es decir el análisis y revisión bibliográficos son fundamentales para la determinación de las conclusiones, es por ello que el material bibliográfico que se usara es preciso, siempre y cuando se determine que la fuente de información es confiable.

2.4.2 Instrumentos

Los instrumentos están constituidos por, documentación en general, fichas, informes, tesis, tablas, formularios, computadora, libros digitales (electrónicos), etc.

2.5 Métodos de análisis de datos

El LRFD (Load and Resistance factor design) es un método que se utiliza en el diseño de estructuras de acero, el cual nos permite hacer de una manera más eficaz nuestros proyectos.

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente.

Actualmente es el método más empleado en la elaboración de puentes, lo cual está sujeta a la norma del Manual de Diseño de Puentes (MTC); por lo tanto es el que usaremos para nuestro proyecto.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 Resultados

3.1.1 Análisis Estructural

3.1.1.1 Cargas

Peso propio (DC1): Carga que corresponde al peso de la estructura de acero y el tablero de acero.

Peso propio (DC2): Carga conformado por el peso de las veredas.

Carga muerta (DC3): Carga conformada por el peso de las barandas y otros dispositivos complementarios.

Carga muerta (DW): Carga conformada por el peso de la superficie de la rodadura y otros dispositivos auxiliares.

Carga viva vehicular (LL): Corresponde a la carga de los camiones de diseño de puentes, el cual se basa en las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specification (AASHTO, 2007).

Carga de impacto (IM): Carga que corresponde a un porcentaje de los efectos de la carga viva vehicular por efectos de la carga viva vehicular por efectos dinámicos y de impacto.

Carga viva de peatones (PL): Corresponde a la carga de peatones sobre las veredas y los elementos que la soportan actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos.

3.1.1.2 Camión de diseño

El camión de diseño se definió siguiendo especificaciones del Manual del diseño de Puentes, y corresponde al HL-93

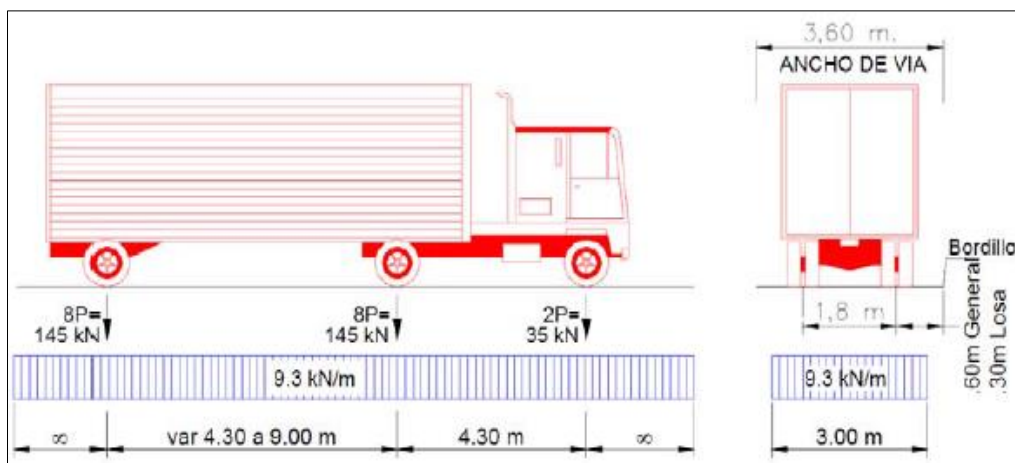


Figura 33: Camión de diseño HL-93

El tándem de diseño consiste en dos ejes de 25kips (110N) espaciados a 4 pies(1.20m). La línea de diseño consiste en una carga uniforme de 0.64kips/ft (9.30 KN/m) distribuida sobre todos los tramos del puente.

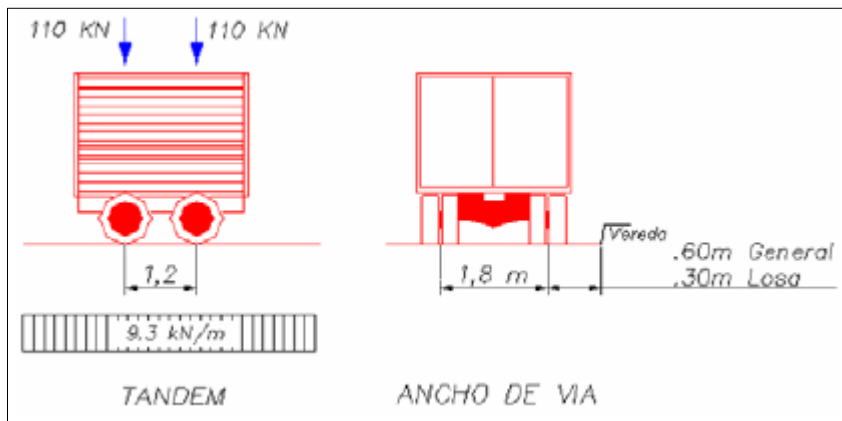


Figura N° 34: Tandem del camión de diseño HL-93

3.1.1.3 Resultados

3.1.1.3.1. Análisis estructural de la losa.

a. Modelo empleado para el análisis

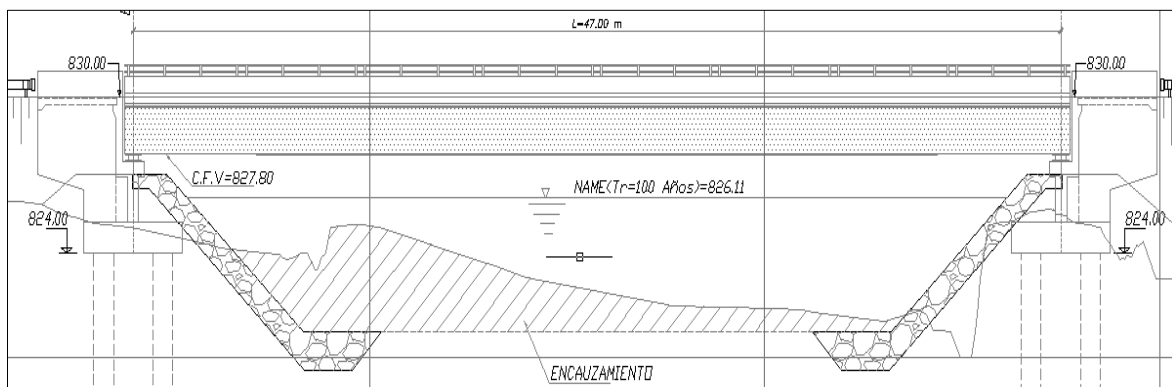


Figura 35: Sección longitudinal del puente

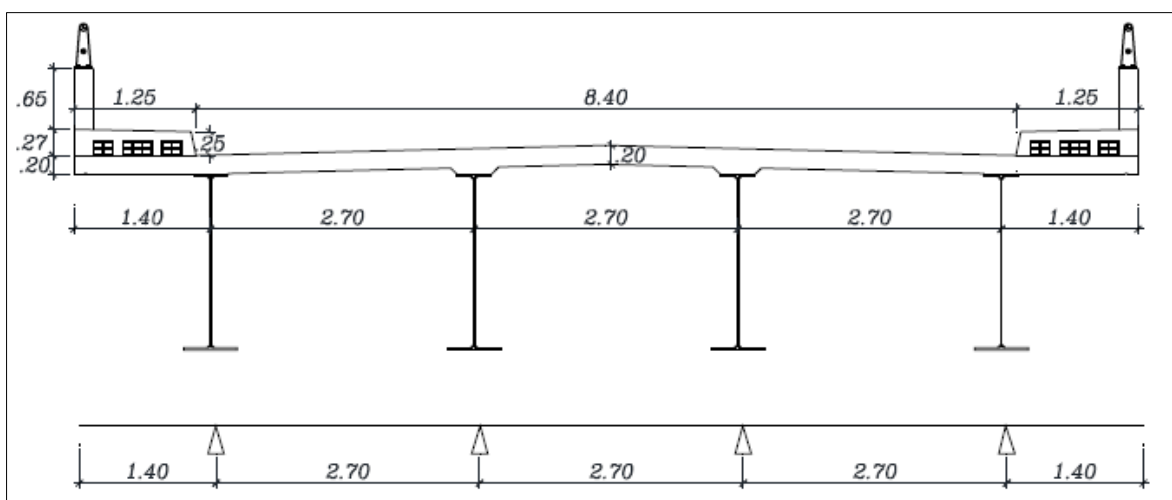


Figura 36: Sección transversal del puente

b. Metrado de cargas

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$$

Peso específico del concreto (tabla 01)

$$\gamma_w = 2200 \text{ kg/m}^3$$

Peso específico del asfalto (tabla 01)

$$\text{Peso de losa interior} = (2.2506 \times 1.00 \times 2.50)/10.90 = 0.516 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso de Vereda} = (0.2317 \times 1.00 \times 2.50)/1.25 = 0.463 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso de Baranda} = (0.1295 \times 1.00 \times 2.50)/10.90 = 0.349 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso de Asfalto} = (0.0500 \times 1.00 \times 1.00 \times 2.20) = 0.110 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C Peatonal} = \text{Según AASHTO-LRFD} = 0.360 \text{ ton/m}$$

$$\text{S/C Vehicular} = \text{HL-93}$$

c. Estados de carga

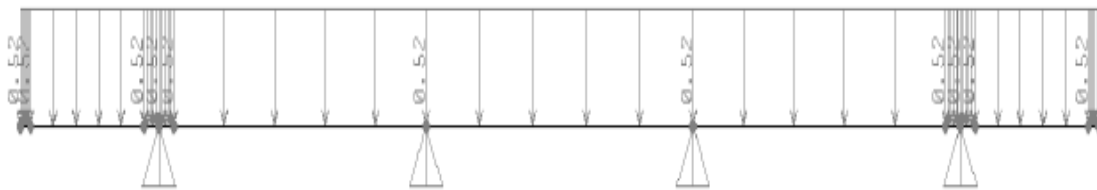


Figura 37: Carga de losa (DC1)



Figura 38: Carga de vereda (DC2)



Figura 39: Carga de baranda (DC3)

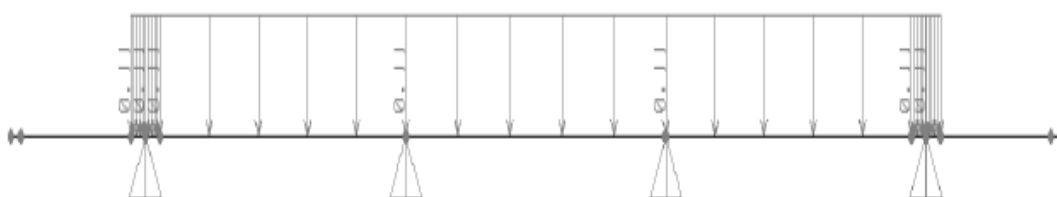


Figura 40: Carga de superficie de desgaste (DW)



Figura 41: S/C Peatonal (PL)

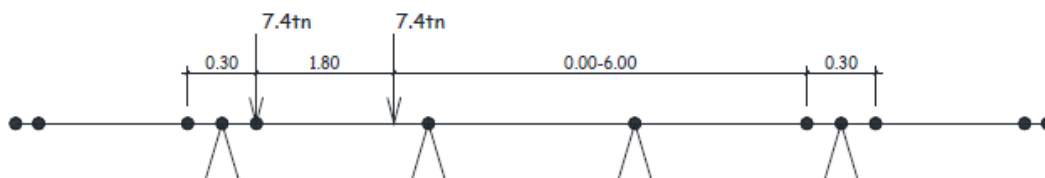


Figura 42: S/C vehicular (LL)-1 vía cargada

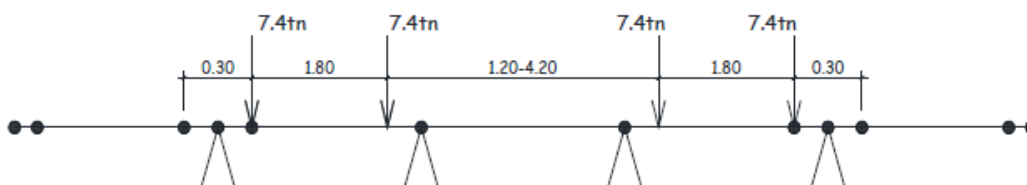


Figura 43: S/C vehicular (LL)-2 vías cargadas

d. Momentos flectores

Se realizó el análisis estructural utilizando el software SAP2000. Obteniendo los siguientes resultados.

Cuadro 1.

Momentos Flectores Máximos en la Sección Transversal

CARGA	MOMENTO FLECTOR (t-m)				
	VEREDA	VOLADIZO	0.4L1	L1	0.5L2
DC1	-0.403	-0.506	0.059	-0.275	0.195
DC2	-0.362	-0.449	-0.204	0.089	0.089
DC3	-0.401	-0.454	-0.206	0.090	0.090
DW	0.000	-0.001	0.061	-0.080	0.020
PL	-0.281	-0.349	-0.158	0.069	0.069
LL+IM (1vía cargada)	0.000	0.000	3.902	-4.421	0.420
LL+IM (2vías cargadas)	0.000	0.000	4.560	-6.291	5.154

Fuente: Elaboración propia

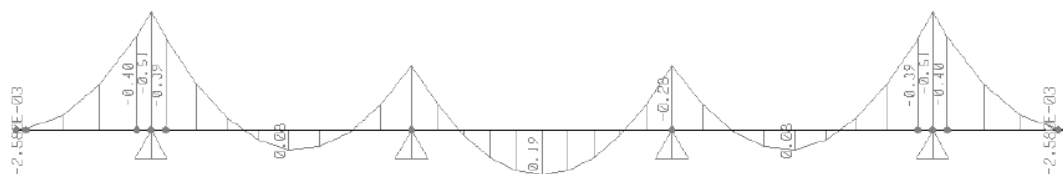


Figura 44: MF por carga de Losa (DC1)



Figura 45: MF por carga de vereda (DC2)



Figura 46: MF por carga de baranda (DC3)

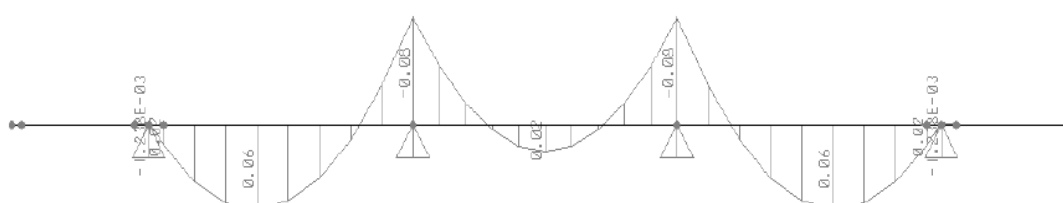


Figura 47: MF por carga de superficie de desgaste (DW)

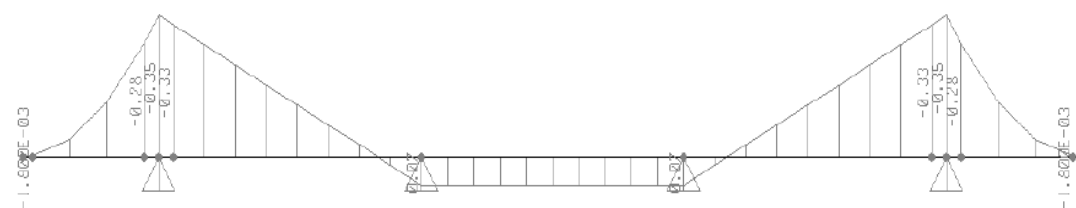


Figura 48: MF por S/C Peatonal (PL)

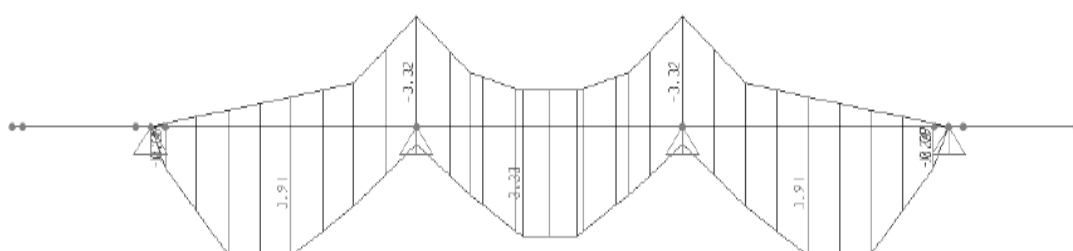


Figura 49: MF por S/C Vehicular (LL)- 1vía cargada

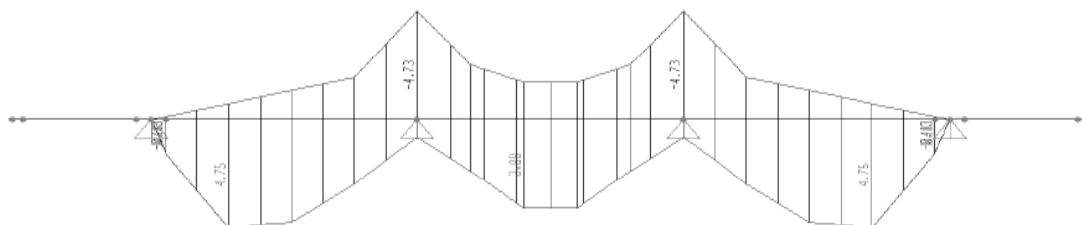


Figura 50: MF por S/C Vehicular (LL)- 2vías cargadas

e. Ancho equivalente de franja

La armadura principal se colocará perpendicular al tráfico; para el cálculo de las solicitaciones el tablero se subdividirá en franjas perpendiculares a los componentes de apoyo que para este caso vienen a ser las vigas longitudinales; el cálculo del ancho de franjas equivalentes se realizó utilizando las fórmulas F.3, F.4 y F.5 del marco teórico; teniendo en cuenta la ubicación de la franja a calcular:

S = separación de los elementos de apoyo (mm) = 2700mm

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo = 0 m

$E_v = 1140 + 0.833X = 1140.00 \text{ mm}$ (Para momento en volado)

$E(-) = 1220 + 0.25S = 1895.00 \text{ mm}$ (Para momento negativo)

$E(+) = 660 + 0.55S = 2145.00 \text{ mm}$ (Para momento positivo)

f. Análisis por s/c vehicular y peatonal (PL)

Cuadro 2.

Momentos por ancho de franja en el tablero

CARGA	VEREDA	VOLADIZO	0.4L1	L1	0.5L2
(LL+IM 1 vía)/E	0.00	0.00	1.82	-2.33	2.06
(LL+IM 2vías)/E	0.00	0.00	2.13	-3.32	2.40

Fuente: Elaboración propia

Momentos afectados por presencia múltiple vehicular.

De la Tabla N° 05, obtenemos los factores de presencia múltiple correspondientes:

$M1 = 1 \text{ vía cargada} = 1.20$

$M2 = 2 \text{ vías cargadas} = 1.00$

Cuadro 3.

Momentos afectados por presencia múltiple vehicular

CARGA	VEREDA	VOLADIZO	0.4L1	L1	0.5L2
(LL+IM 1 vía)/E*M1	0.00	0.00	2.18	-2.80	2.48
(LL+IM 2 vías)/E*M2	0.00	0.00	2.13	-3.32	2.40
(LL+IM)/E*M máx.	0.00	0.00	2.18	-3.32	2.48

Fuente: Elaboración propia

Análisis por sobrecarga viva vehicular y peatonal.

Ahora se procederá a realizar el análisis tanto para la sobrecarga peatonal como para la sobrecarga vehicular, con la finalidad de obtener esfuerzos máximos, teniendo en cuenta que la carga peatonal se analizará como una vía cargada. El hecho de considerar las cargas peatonales como un "carril cargado" a los efectos de determinar un factor de presencia múltiple (m) se basa en la hipótesis de que la probabilidad de la presencia simultánea de una carga peatonal densa junto con una sobrecarga de diseño es remota.

Si un elemento soporta una acera y un carril de sobrecarga vehicular, el elemento se debería investigar para la sobrecarga vehicular solamente con $m = 1,20$ y para las cargas peatonales combinadas con la sobrecarga vehicular con $m = 1,0$, tal como se indica en el marco teórico del presente informe de tesis.

Cuadro 4.

Análisis por sobrecarga viva vehicular y peatonal

CARGA	VEREDA	VOLADIZO	0.4L1	L1	0.5L2
(LL+IM)/E*M máx.	0.00	0.00	2.18	-3.32	2.48
PL*M1	-0.34	-0.42	-0.19	0.08	0.08
((LL+IM 1 vía)/E+PL)*M2	-0.28	-0.35	1.66	-2.26	2.13
M máx.	-0.34	-0.42	2.18	-3.32	2.48

Fuente: Elaboración propia

g. Momentos de diseño

Para calcular la sollicitación mayorada total se utilizará la combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento, con lo cual el diseño se realizará en el Estado Límite de Resistencia I como sigue:

Estado límite: Resistencia I

$$\begin{aligned}
 M_{\text{volado}} (-) &= 1.25 (DC1+DC2+DC3) + 1.5DW + 1.75 (LL+IM) \\
 &= - 2.50 \text{ t-m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M (0.4L1) (+) &= 1.25DC1 + 0.9 (DC2 + DC3) + 1.5DW + 1.75 (LL+IM) \\ &= + 3.62 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M (L1) (-) &= 1.25DC1 + 0.9 (DC2 + DC3) + 1.5DW + 1.75 (LL+IM) \\ &= - 6.11 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M (0.5L2) (+) &= 1.25 (DC1 + DC2 + DC3) + 1.5DW + 1.75 (LL+IM) \\ &= +4.83 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ vereda } (-) &= 1.25 (DC1 + DC2 + DC3) + 1.5DW + 1.75 (LL+IM) \\ &= -2.05 \text{ t-m} \end{aligned}$$

3.1.1.3.2 Análisis estructural de las vigas principales

La profundidad adecuada de una viga es una consideración sumamente importante que afecta la economía del diseño de una viga. En ausencia de cualquier restricción de profundidad, el LRFD Artículo 2.5.2.6.3 proporciona las relaciones mínimas para longitud de tramo – profundidad; de donde para el caso a desarrollar el Predimensionamiento de la viga sería:

$$Peralte_{viga} = 0.033L = 0.033(47) = 1.55m$$

Al realizar las verificaciones correspondientes y comprobar si la sección propuesta es suficiente para resistir las solicitaciones, con la geometría propuesta, nos dice que:

$$Peralte \text{ viga} = 1.80 \text{ m}$$

a. Metrado de Carga

Carga de Peso propio (DC1)

Viga interior

DC1 = 0.40 t/m Peso propio de viga

DC1 = 0.08 t/m Peso de vigas diafragmas y otras cargas

DC1 = 1.35 t/m Peso de losa de concreto

DC1= 1.83 t/m

Viga exterior

DC1 = 0.40 t/m Peso propio de la viga

DC1 = 0.04 t/m Peso de vigas diafragma y otras cargas

DC1 = 1.38 t/m Peso de losa de concreto

$$DC1 = 1.81 \text{ t/m}$$

Carga por peso de veredas y barandas (DC2)

Viga interior:

$$DC2 = 0.00 \text{ t/m Peso de veredas}$$

$$DC2 = 0.00 \text{ t/m Peso de barandas}$$

$$DC2 = 0.00 \text{ t/m}$$

Viga exterior:

$$DC2 = 0.58 \text{ t/m Peso de veredas}$$

$$DC2 = 0.35 \text{ t/m Peso de barandas}$$

$$DC2 = 0.93 \text{ t/m}$$

Carga de superficie de desgaste (DW)

Considerando una capa de mezcla asfáltica de un espesor de 0.05m

Viga interior:

$$DW = 0.30 \text{ t/m Peso de veredas}$$

Viga exterior:

$$DW = 0.17 \text{ t/m Peso de veredas}$$

Carga Peatonal (PL)

Se está considerando una carga de 0.36 t/m² en las veredas, debido a la carga viva peatonal.

Viga interior:

$$PL = 0.00 \text{ t/m Peso de veredas}$$

Viga exterior:

$$PL = 0.36 \text{ t/m Peso de veredas}$$

Carga viva vehicular (LL)

Se ha considerado la carga HL-93, incluida las cargas por impacto. Camión de diseño: HL-93K, Tándem de Diseño: HL-93M

Factores de Distribución lateral de cargas para flexión

$$A_v = 5.46E-02 \text{ m}^2 \quad \text{Área de la viga}$$

$$I_v = 3.17E-02 \text{ m}^4 \quad \text{Inercia de la viga}$$

$$n = 8.00 \quad \text{Relación modular de la viga respecto a la losa}$$

$$e_g = 1.20 \text{ m} \quad \text{Distancia entre los C.G de la viga y la losa}$$

$k_g = 0.878 \text{ m}^4$ Parámetro de rigidez longitudinal
 $d_e = 0.30 \text{ m}$ Distancia entre el centro de la vida exterior y el borde de la vereda

Factores de corrección de factores de distribución en puentes esviados

$\theta = 30^\circ$ Oblicuidad
 $C_1 = 0.074$
 $r_{\text{Mskew}} = 0.968$ Corrección de factores de Momento
 $r_{\text{Mskew}} = 1.000$ Corrección de factores de Cortante

Viga interior:

Un carril de diseño cargado:

$$m_{gi} * r_M = 0.444$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$m_{gi} * r_M = 0.664$$

Gobierna:

$$m_{gi} * r_M = 0.664$$

Viga exterior:

Un carril de diseño cargado:

$$m_{ge} * r_M = 0.510$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$e = 0.877$$

$$m_{ge} * r_M = 0.582$$

Gobierna:

$$m_{ge} * r_M = 0.582$$

Factores de distribución lateral de cargas para cortante

Viga interior:

Un carril de diseño cargado:

$$m_{gi} * r_M = 0.822$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$m_{gi} * r_M = 1.018$$

Gobierna:

$$m_{gi} * r_M = 1.018$$

Viga exterior:

Un carril de diseño cargado:

$$mge \cdot rM = 0.698$$

Dos o más carriles de diseño cargados:

$$e = 0.700$$

$$mge \cdot rM = 0.702$$

Gobierna:

$$mge \cdot rM = 0.702$$

b. Momentos flectores

Cuadro 5.

Momentos flectores en vigas interiores

Distancia L=47 m.	Momento flector (t-m)		
	DC1	DC2	DW
0.00	0.00	0.00	0.00
4.70	181.48	0.00	29.52
9.40	322.64	0.00	52.49
14.10	423.46	0.00	68.69
18.80	483.95	0.00	78.73
23.50	504.12	0.00	82.01
28.20	483.95	0.00	78.73
32.90	423.46	0.00	68.89
37.60	322.64	0.00	52.49
42.30	181.48	0.00	29.52
47.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

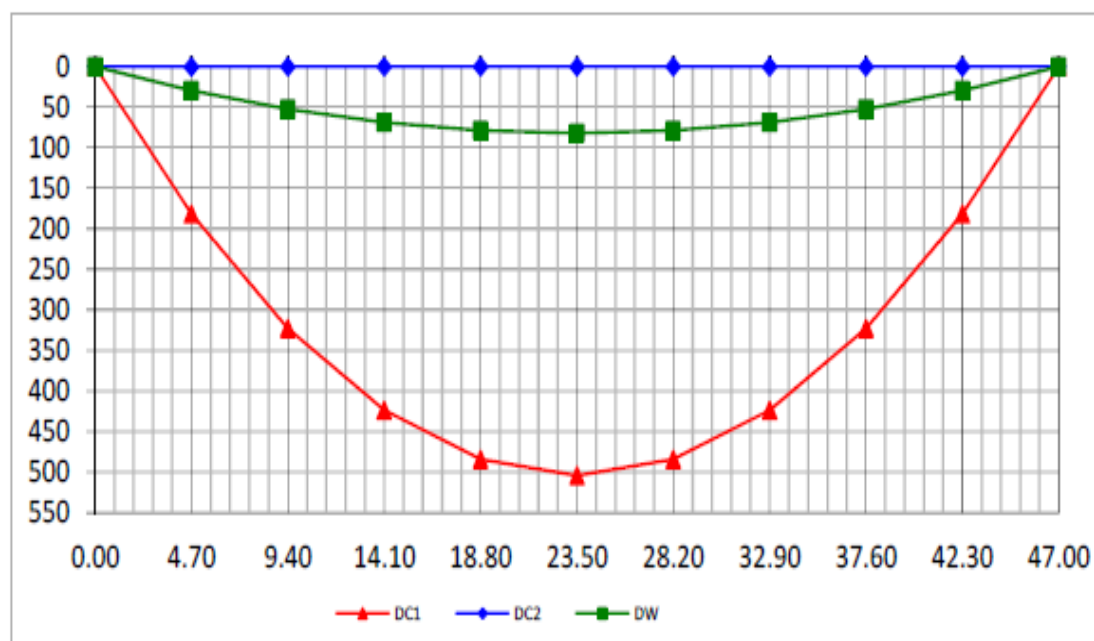


Figura 51: Momentos flectores en vigas interiores

Cuadro 6.

Momentos flectores en vigas exteriores

Distancia L=47 m.	Momento flector (t-m)		
	DC1	DC2	DW
0.00	0.00	0.00	0.00
4.70	180.03	92.25	16.40
9.40	320.05	164.00	29.16
14.10	420.06	215.24	38.27
18.80	480.07	245.99	43.74
23.50	500.08	256.24	45.56
28.20	480.07	245.99	43.74
32.90	420.06	215.24	38.27
37.60	320.05	164.00	29.16
42.30	180.03	92.25	16.40
47.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

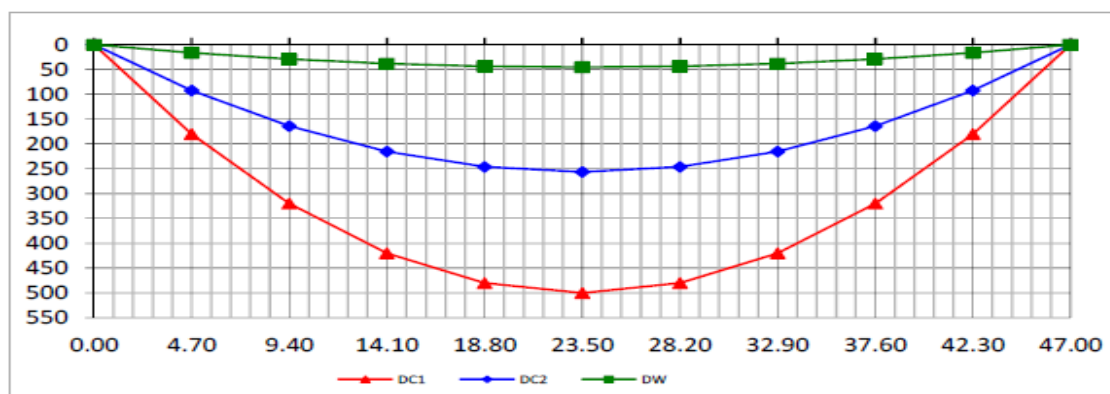


Figura 52: Momentos flectores en vigas exteriores

Cuadro 7.

Momentos flectores por sobre carga vehicular H-93 en vigas

Distancia L=47 m.	Momento flector (t-m)	
	Viga interior	Viga exterior
0.00	0.00	0.00
4.70	146.79	128.76
9.40	261.39	229.27
14.10	341.09	229.19
18.80	387.97	340.31
23.50	403.67	354.07
28.20	387.97	340.31
32.90	341.09	229.19
37.60	261.39	229.27
42.30	146.79	128.76
47.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

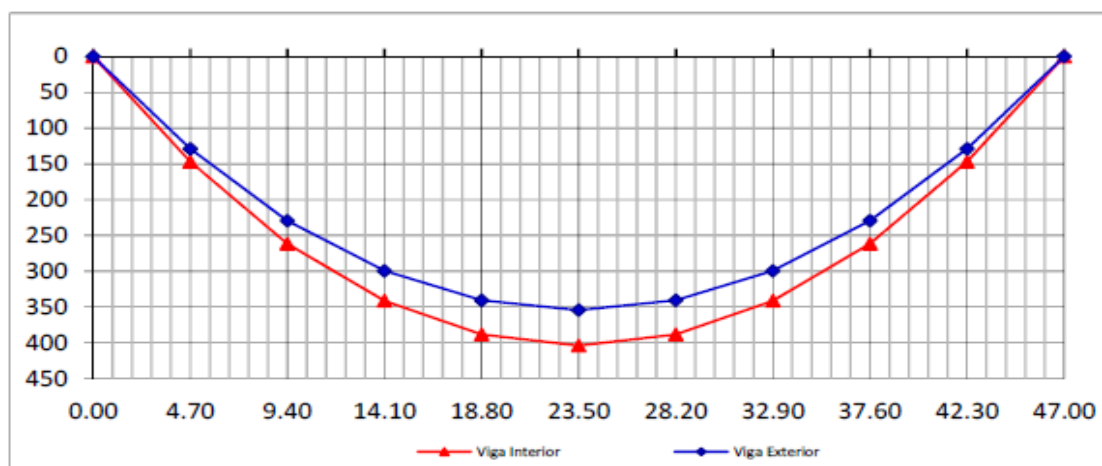


Figura 53: Momentos flectores por sobre carga vehicular H-93 en vigas

Cuadro 8.

Momentos flectores por sobre carga vehicular H-93 para fatiga y fractura

Distancia L=47 m.	Momento flector (t-m)	
	Viga interior	Viga exterior
0.00	0.00	0.00
4.70	50.39	57.95
9.40	88.60	101.89
14.10	115.06	132.32
18.80	129.45	148.86
23.50	131.60	151.33
28.20	129.45	148.86
32.90	115.06	132.32
37.60	88.60	101.89
42.30	50.39	57.95
47.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

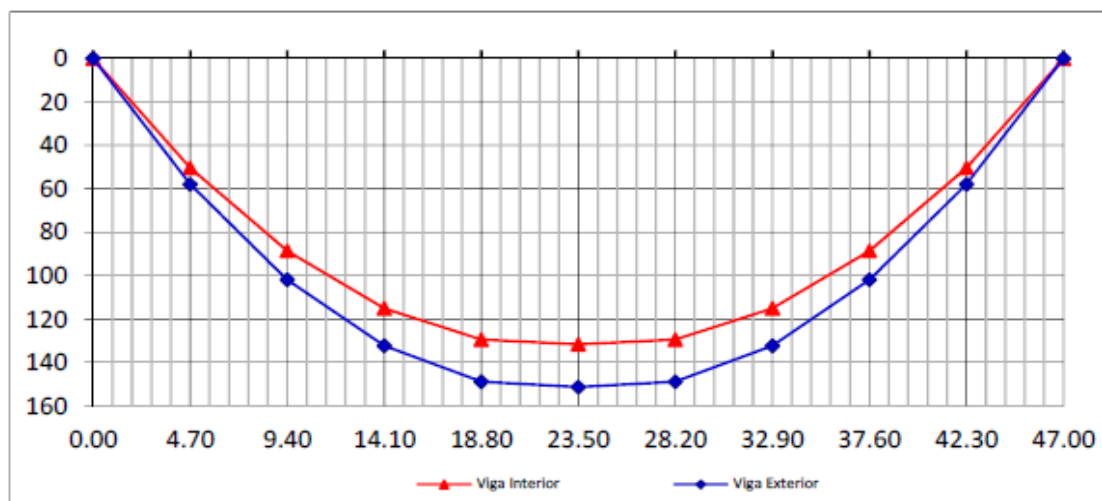


Figura 54: Momentos flectores por sobre carga vehicular H-93 para fatiga y fractura

Cuadro 9.

Resumen de momentos flectores en vigas interiores

Distancia	Momento Flector (t-m)			
L=47m	Servicio I	Servicio II	Resistencia I	Fatiga
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.70	357.80	401.84	501.63	37.79
9.40	636.51	714.93	892.48	66.45
14.10	833.44	935.77	1168.09	86.30
18.80	950.65	1067.05	1331.89	97.09
23.50	989.80	1110.90	1386.60	98.70

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 10.

Resumen de momentos flectores en vigas exteriores

Distancia	Momento Flector (t-m)			
L=47m	Servicio I	Servicio II	Resistencia I	Fatiga
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.70	417.44	456.06	560.76	43.46
9.40	742.48	811.26	997.52	76.42
14.10	972.77	1062.52	1306.36	99.24
18.80	1110.11	1212.20	1490.29	111.64
23.50	1155.95	1262.18	1551.70	113.50

Fuente: Elaboración propia

c. Fuerzas cortantes

Cuadro 11.

Fuerzas cortantes en vigas interiores

Distancia L=47 m	Fuerza cortante (t)		
	DC1	DC2	DW
0.00	42.90	0.00	6.98
4.70	34.32	0.00	5.58
9.40	25.74	0.00	4.19
14.10	17.16	0.00	2.79
18.80	8.58	0.00	1.40
23.50	0.00	0.00	0.00
28.20	-8.58	0.00	-1.40
32.90	-17.16	0.00	-2.79
37.60	-25.74	0.00	-4.19
42.30	-34.32	0.00	-5.58
47.00	-42.90	0.00	-6.98

Fuente: Elaboración propia

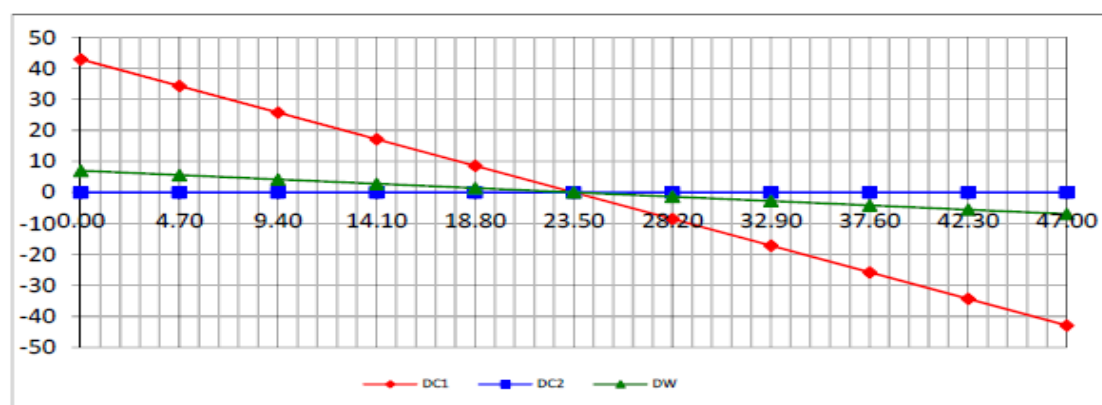


Figura N° 55: Fuerzas cortantes en vigas interiores

Cuadro 12.

Fuerzas cortantes en vigas exteriores

Distancia L=47 m	Fuerza cortante (t)		
	DC1	DC2	DW
0.00	42.56	21.81	3.88
4.70	34.05	17.45	3.10
9.40	25.54	13.08	2.33
14.10	17.02	8.72	1.55
18.80	8.51	4.36	0.78
23.50	0.00	0.00	0.00
28.20	-8.51	-4.36	-0.78
32.90	-17.02	-8.72	-1.55
37.60	-25.54	-13.08	-2.33
42.30	-34.05	-17.45	-3.10
47.00	-42.56	-21.81	-3.88

Fuente: Elaboración propia

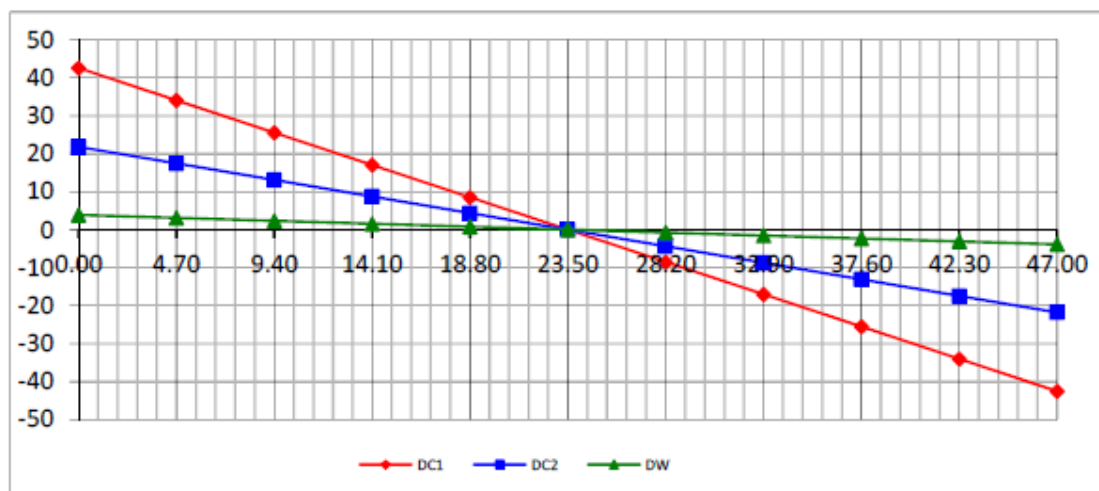


Figura 56: Fuerzas cortantes en vigas exteriores

Cuadro 13.

Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 en vigas

Distancia L=47 m	Fuerza cortante (t)	
	Viga interior	Viga exterior
0.00	54.03	37.25
4.70	46.40	31.99
9.40	39.20	27.02
14.10	32.45	22.37
18.80	26.17	18.04
23.50	20.32	14.00
28.20	14.96	10.31
32.90	10.03	6.91
37.60	5.56	3.83
42.30	2.26	1.56
47.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

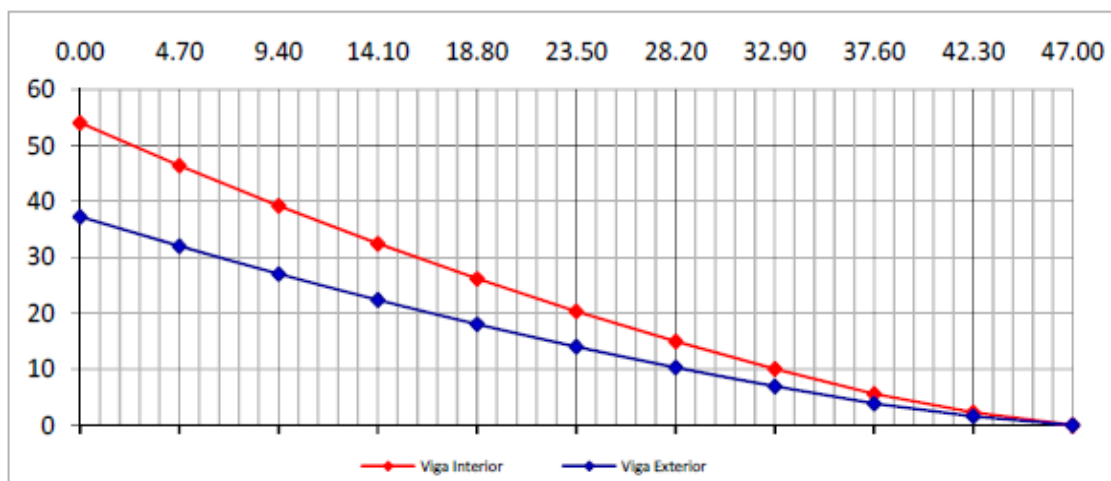


Figura 57: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 en vigas

Cuadro 14.

Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 para fatiga y fractura

Distancia L=47 m	Fuerza cortante (t)	
	Viga interior	Viga exterior
0.00	22.68	19.03
4.70	20.11	16.87
9.40	17.54	14.71
14.10	14.96	12.55
18.80	12.40	10.40
23.50	9.82	8.24
28.20	7.25	6.08
32.90	4.70	3.94
37.60	2.64	2.21
42.30	1.20	1.01
47.00	0.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

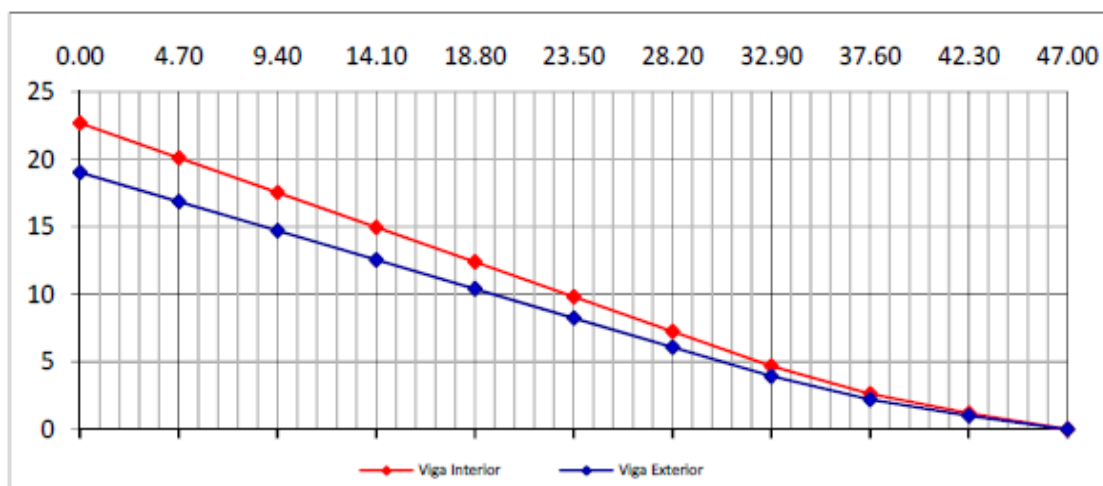


Figura 58: Fuerzas cortantes por sobrecarga vehicular HL-93 para fatiga y fractura

3.1.2 Diseño

3.1.2.1. Diseño de losa de concreto armado

3.1.2.1.1. Datos de diseño

Propiedades de los materiales

$f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$

$b = 100.00 \text{ cm}$

Propiedades geométricas

Tramos interiores

$h = 20.00 \text{ cm}$

$$d_c = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 16.86 \text{ cm}$$

Voladizo y apoyos

$$h = 20.00 \text{ cm}$$

$$d_c = 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 14.36 \text{ cm}$$

Vereda

$$h = 20.00 \text{ cm}$$

$$d_c = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 16.86 \text{ cm}$$

3.1.2.1.2. Cuantía balanceada, cuantía máxima y cuantía mecánica

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.02856$$

Cuantía máxima

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.50\rho_b$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.01428$$

Cuantía mecánica

$$w = 0.21423$$

3.1.2.1.3. Momento resistente de la sección

$$M_n = \phi b d^2 f_c * w * (1 - 0.59w)$$

Para momento positivo

$$M_n = 13.41 \text{ t-m}$$

Para momento negativo

$$M_n = 9.73 \text{ t-m}$$

3.1.2.1.4. Diseño del refuerzo

Tramo en volado

Diseño del acero principal

$$M_u = 2.50 \text{ t-m}$$

$$1.2M_{cr} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$K_w = 11.65$$

$$a = 0.84 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 20.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.60$$

Por tanto:

$$A_s = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 1\emptyset 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$$

Diseño del acero transversal

$$A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

Primer tramo interior

Diseño del acero principal

$$M_u = 3.62 \text{ t-m}$$

$$1.2M_{cr} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$K_w = 16.88$$

$$a = 1.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 24.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 5.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2'' @ 0.20 \text{ m}$$

Diseño del acero transversal

$$\% A_{sd} = 67\%$$

$$A_{sr} = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2'' @ 0.30 \text{ m}$$

Apoyo interior

Diseño del acero principal

$$M_u = 6.11 \text{ t-m}$$

$$1.2M_{cr} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$K_w = 28.53$$

$$a = 2.15 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 20.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 12.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } 1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 5/8'' @ 0.25$$

Diseño del acero transversal

$$A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$$

Segundo tramo interior

Diseño del acero principal

$$M_u = 4.83 \text{ t-m}$$

$$1.2M_{cr} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$K_w = 22.55$$

$$a = 1.39 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 24.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2'' @ 0.15 \text{ m}$$

Diseño del acero transversal

$$\% A_{sd} = 67\%$$

$$A_{sr} = 5.29 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$

Vereda

Diseño del acero principal

$$M_u = 2.05 \text{ t-m}$$

$$1.2 M_{cr} = 2.68 \text{ t-m}$$

$$K_w = 9.56$$

$$a = 0.68 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ max}} = 20.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 5.10 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25 \text{ m}$

Diseño del acero transversal

$$A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25 \text{ m}$

3.1.2.2. Diseño de vigas principales

Primera etapa

En la primera etapa se montará y ensamblará el emparillado de vigas metálicas que resistirán el peso propio y el peso de la losa de concreto.

Segunda etapa

Al endurecer el concreto de la losa empieza trabajar el tablero como sección compuesta. En esta etapa se aplicarán las cargas de peso muerto del tablero, parapetos, veredas, separadores, asfalto, barandas y las sobrecargas vehiculares y peatonales.

3.1.2.2.1. Cálculo de las propiedades de la secciones de la viga.

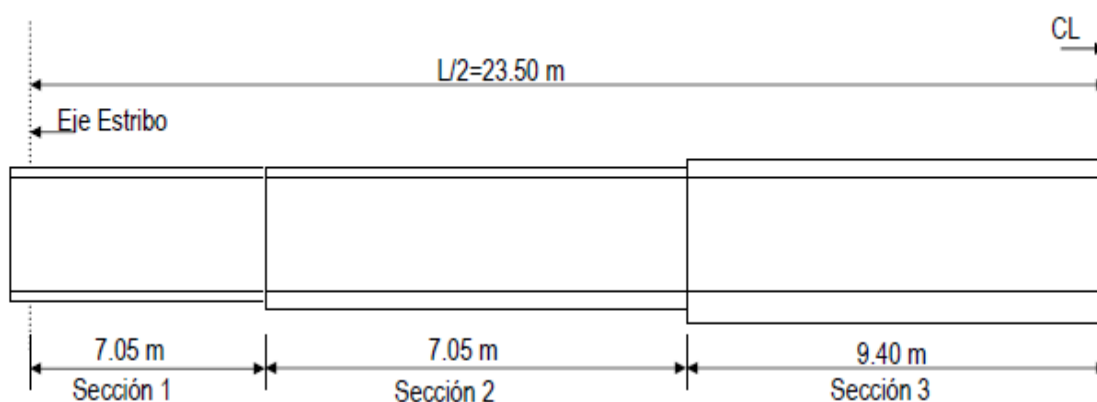


Figura 59: Secciones I de la viga principal

Sección 1

Viga longitudinal

Acero estructural: ASTM A709M G-50

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Concreto en losa:

$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Relación modular:

$n = 8$

Geometría de la Sección (m):

$b_{fs} = 0.35$ Ancho del ala superior

$t_{fs} = 0.025$ Espesor del ala superior

$h_w = 1.80$ Altura del alma

$t_w = 0.0125$ Espesor del alma

$b_{fi} = 0.55$ Ancho del ala inferior

$t_{fi} = 0.025$ Espesor del ala inferior

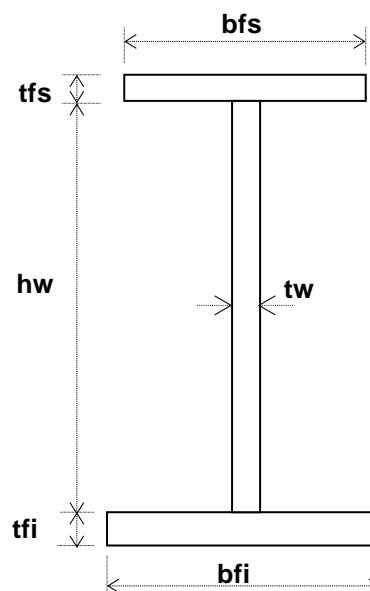


Figura 60: Sección 1 de la viga principal

Límites de proporcionalidad de la sección

Proporción del alma

Utilizando las fórmulas (F.43a) y (F.43b) que se especifican en el marco teórico

Si tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

Si no tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

Verificación:

$$\frac{D}{t_w} \leq 144 \text{ (no requiere rigidizador longitudinal)}$$

Proporción de las alas

Aplicando las fórmulas F.44.a, F.44.b y F.44.c del marco teórico, se verifican las proporciones adoptadas para las alas de la viga, tanto para el ala superior como para el ala inferior:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 ; \quad bf \geq \frac{D}{6} \quad tf \geq 1.1 tw$$

Ala superior

$$\frac{bfs}{2tfs} = 7.00 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala inferior

$$\frac{bfi}{2tfi} = 11.00 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala en compresión ¿Superior o inferior? S

Inercia del ala en compresión.....Iyc = 8.93E-05 m4

Inercia del ala en tensión.....Iyt = 3.47E-04 m4

Relación de proporción <0.10-10>.....Iyc/Iyt = 0.258 ok

Esbeltez del ala en compresión (<9.20).....ε = 7.000 ok

Ancho efectivo de las alas

Representa el ancho de losa que actúa sobre la viga en la distribución de cargas para el cálculo de los esfuerzos y reacciones en la misma, del marco teórico se tiene:

Viga inferior

El menor valor de:

$$1/4 L = 11.75 \text{ m}$$

$$12ts + \max(tw, 1/2bfs) = 2.58 \text{ m}$$

$$S = 2.70 \text{ m}$$

Ancho efectivo Viga Interior bi = 2.58 m

Viga exterior

$$1/2 \text{ Espaciamiento entre vigas} = 1.29 \text{ m}$$

+ El menor valor de:

$$1/8 L = 5.88 \text{ m}$$

$$6ts + \max(1/2tw, 1/4bfs) = 1.29 \text{ m}$$

$$d_{ex} = 1.40 \text{ m}$$

Ancho efectivo Viga exterior be = 2.58 m

Entonces adoptamos:

$$be = 2.58 \text{ m (ancho efectivo de la losa)}$$

Seguidamente calcularemos las propiedades de la sección de losa para dicho ancho efectivo:

A losa = 0.52 m² (área de la losa)

I losa x-x = 1.72E-03 m⁴ (Inercia de losa en x)

I losa y-y = 2.85E-01 m⁴ (Inercia en losa en y)

El LRFD Arto. 6.10.1.1.1b establece que para calcular los esfuerzos de flexión dentro de las secciones sujetas a flexión positiva, la sección compuesta consistirá en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo de la cubierta de concreto.

Para cargas transitorias asumidas aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a corto plazo, n . Para cargas permanentes asumidas aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área de la cubierta de concreto debe ser transformada usando la proporción modular a largo plazo, $3n$.

Propiedades de la sección

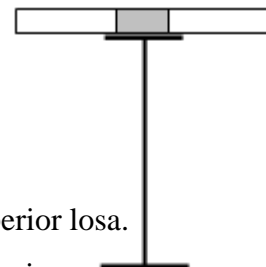
Viga sola

A	=	4.50×10^{-2}	m ²	Área de la sección.
I _{x-x}	=	2.43×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I _{y-y}	=	4.36×10^{-4}	m ⁴	Inercia en y.
y _t	=	$1.03 \times 10^{+0}$	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y _b	=	8.24×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S _t	=	2.37×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S _b	=	2.96×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.



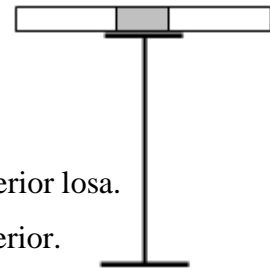
Sección compuesta $3n = 24$

A	=	6.65×10^{-2}	m ²	Área de la sección
I _{x-x}	=	4.29×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I _{y-y}	=	4.57×10^{-4}	m ⁴	Inercia en y.
y _{ts}	=	8.63×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y _t	=	6.63×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y _b	=	$1.19 \times 10^{+0}$	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	4.97×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior losa.
S _t	=	6.47×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S _b	=	3.61×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.



Sección compuesta n = 8

A	=	$1.09 \times 10^{-1} \text{ m}^2$	Área de la sección
I_{x-x}	=	$5.82 \times 10^{-2} \text{ m}^4$	Inercia en x.
I_{y-y}	=	$9.92 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	Inercia en y.
y_{ts}	=	$5.63 \times 10^{-1} \text{ m}$	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y_t	=	$3.63 \times 10^{-1} \text{ m}$	Distancia del eje a la fibra superior.
y_b	=	$1.49 \times 10^+0 \text{ m}$	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	$1.03 \times 10^{-1} \text{ m}^3$	Módulo de sección fibra superior losa.
S_t	=	$1.60 \times 10^{-1} \text{ m}^3$	Módulo de sección fibra superior.
S_b	=	$3.91 \times 10^{-2} \text{ m}^3$	Módulo de sección fibra inferior.



Sección 2

Acero estructural: ASTM A709M G-50

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Concreto en losa:

$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Relación modular:

$n = 8$

Geometría de la Sección (m):

$b_{fs} = 0.35$ Ancho del ala superior

$t_{fs} = 0.032$ Espesor del ala superior

$h_w = 1.80$ Altura del alma

$t_w = 0.0125$ Espesor del alma

$b_{fi} = 0.55$ Ancho del ala inferior

$t_{fi} = 0.032$ Espesor del ala inferior

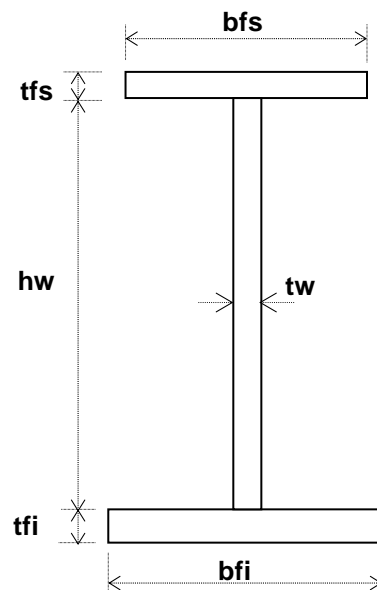


Figura 61: Sección 2 de la Viga Principal

Límites de proporcionalidad de la sección

Proporción del alma

Utilizando las fórmulas (F.43a) y (F.43b) que se especifican en el marco teórico

Si tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{t_w} \leq 300$$

Si no tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{t_w} \leq 150$$

Verificación:

$$\frac{D}{tw} \leq 144 \text{ (no requiere rigidizador longitudinal)}$$

Proporción de las alas

Aplicando las fórmulas F.44.a, F.44.b y F.44.c del marco teórico, se verifican las proporciones adoptadas para las alas de la viga, tanto para el ala superior como para el ala inferior:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 ; \quad bf \geq \frac{D}{6} \quad tf \geq 1.1 tw$$

Ala superior

$$\frac{bfs}{2tfs} = 5.47 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala inferior

$$\frac{bfi}{2tfi} = 8.59 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala en compresión ¿Superior o inferior? S

Inercia del ala en compresión.....Iyc = 1.14E-04 m4

Inercia del ala en tensión..... Iyt = 4.44E-04 m4

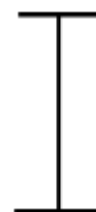
Relación de proporción <0.10-10>..... Iyc/Iyt = 0.258 ok

Esbeltez del ala en compresión (<9.20)..... $\varepsilon = 5.469$ ok

Propiedades de la sección

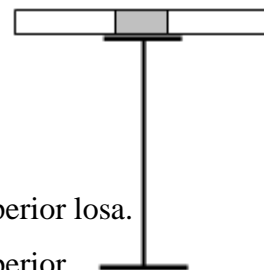
Viga sola

A	=	5.13x10 ⁻²	m ²	Área de la sección.
Ix-x	=	2.96x10 ⁻²	m ⁴	Inercia en x.
Iy-y	=	5.58x10 ⁻⁴	m ⁴	Inercia en y.
yt	=	1.05x10 ⁺⁰	m	Distancia del eje a la fibra superior.
yb	=	8.18x10 ⁻¹	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
St	=	2.83x10 ⁻²	m ³	Módulo de sección fibra superior.
Sb	=	3.62x10 ⁻²	m ³	Módulo de sección fibra inferior.

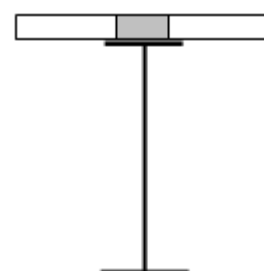


Sección compuesta 3n = 24

A	=	7.28×10^{-2}	m ²	Área de la sección
I _{x-x}	=	4.95×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I _{y-y}	=	5.79×10^{-4}	m ⁴	Inercia en y.
y _{ts}	=	9.08×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y _t	=	7.08×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y _b	=	$1.16 \times 10^{+0}$	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	5.45×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior losa.
S _t	=	6.99×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S _b	=	4.28×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.

**Sección compuesta n = 8**

A	=	1.16×10^{-1}	m ²	Área de la sección
I _{x-x}	=	6.73×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I _{y-y}	=	1.11×10^{-3}	m ⁴	Inercia en y.
y _{ts}	=	6.08×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y _t	=	4.08×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y _b	=	$1.46 \times 10^{+0}$	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	1.11×10^{-1}	m ³	Módulo de sección fibra superior losa.
S _t	=	1.65×10^{-1}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S _b	=	4.62×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.

**Sección 3**

Acero estructural: ASTM A709M G-50

$F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Concreto en losa:

$F_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Relación modular:

$n = 8$

Geometría de la Sección (m):

bfs = 0.35 Ancho del ala superior

tfs = 0.032 Espesor del ala superior

hw = 1.80 Altura del alma

tw = 0.0125 Espesor del alma

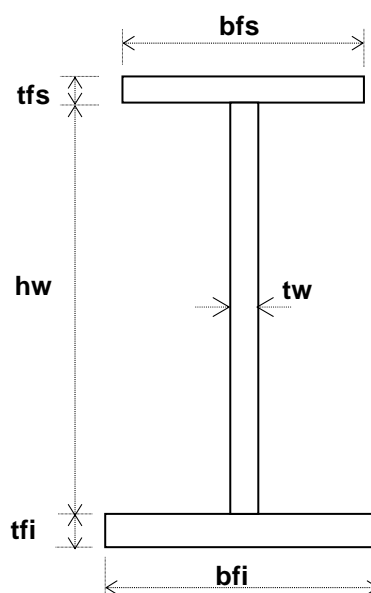


Figura 62: Sección 3 de la Viga Principal

bfi= 0.55 Ancho del ala inferior
 tfi= 0.038 Espesor del ala inferior

Límites de proporcionalidad de la sección

Proporción del alma

Utilizando las fórmulas (F.43a) y (F.43b) que se especifican en el marco teórico

Si tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{tw} \leq 300$$

Si no tiene rigidizador longitudinal:

$$\frac{D}{tw} \leq 150$$

Verificación:

$$\frac{D}{tw} \leq 144 \text{ (no requiere rigidizador longitudinal)}$$

Proporción de las alas

Aplicando las fórmulas F.44.a, F.44.b y F.44.c del marco teórico, se verifican las proporciones adoptadas para las alas de la viga, tanto para el ala superior como para el ala inferior:

$$\frac{bf}{2tf} \leq 12 ; \quad bf \geq \frac{D}{6} \quad tf \geq 1.1 tw$$

Ala superior

$$\frac{bfs}{2tfs} = 5.47 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfs \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala inferior

$$\frac{bfi}{2tfi} = 7.24 \leq 12 \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$\frac{D}{6} = 0.30 \leq bfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

$$1.1tw = 0.014 \leq tfi \quad \text{Ok Cumple Verificacion}$$

Ala en compresión ¿Superior o inferior? S

Inercia del ala en compresión.....Iyc = 1.14E-04 m4

Inercia del ala en tensión.....Iyt = 5.27E-04 m4

Relación de proporción <0.10-10>..... $I_{yc}/I_{yt} = 0.217$ ok

Esbeltez del ala en compresión (<9.20)..... $\varepsilon = 5.469$ ok

Propiedades de la sección

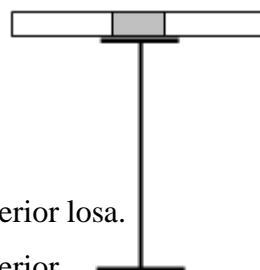
Viga sola

A	=	5.46×10^{-2}	m ²	Área de la sección.
I_{x-x}	=	3.17×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I_{y-y}	=	6.41×10^{-4}	m ⁴	Inercia en y.
y_t	=	$1.10 \times 10^+0$	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y_b	=	7.74×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S_t	=	2.89×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S_b	=	4.09×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.



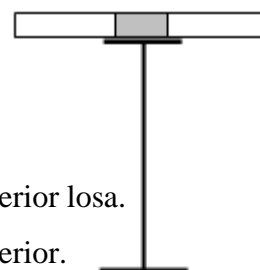
Sección compuesta 3n = 24

A	=	7.61×10^{-2}	m ²	Área de la sección
I_{x-x}	=	5.38×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I_{y-y}	=	6.62×10^{-4}	m ⁴	Inercia en y.
y_{ts}	=	9.58×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y_t	=	7.58×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y_b	=	$1.11 \times 10^+0$	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	5.61×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior losa.
S_t	=	7.09×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S_b	=	4.84×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.



Sección compuesta n = 8

A	=	1.19×10^{-1}	m ²	Área de la sección
I_{x-x}	=	7.41×10^{-2}	m ⁴	Inercia en x.
I_{y-y}	=	1.20×10^{-3}	m ⁴	Inercia en y.
y_{ts}	=	6.49×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior losa.
y_t	=	4.49×10^{-1}	m	Distancia del eje a la fibra superior.
y_b	=	$1.42 \times 10^+0$	m	Distancia del eje a la fibra inferior.
S losa	=	1.14×10^{-1}	m ³	Módulo de sección fibra superior losa.
S_t	=	1.65×10^{-1}	m ³	Módulo de sección fibra superior.
S_b	=	5.22×10^{-2}	m ³	Módulo de sección fibra inferior.



3.1.2.2.2. Verificación para el estado límite de resistencia.

a. Capacidad de momento plástico

Para secciones en flexión positiva.

Las fuerzas plásticas en las porciones de acero de una sección transversal se calcularán usando el esfuerzo de fluencia de los patines, el alma, y el acero de refuerzo, como sea apropiado. El concreto en tensión deberá ser omitido

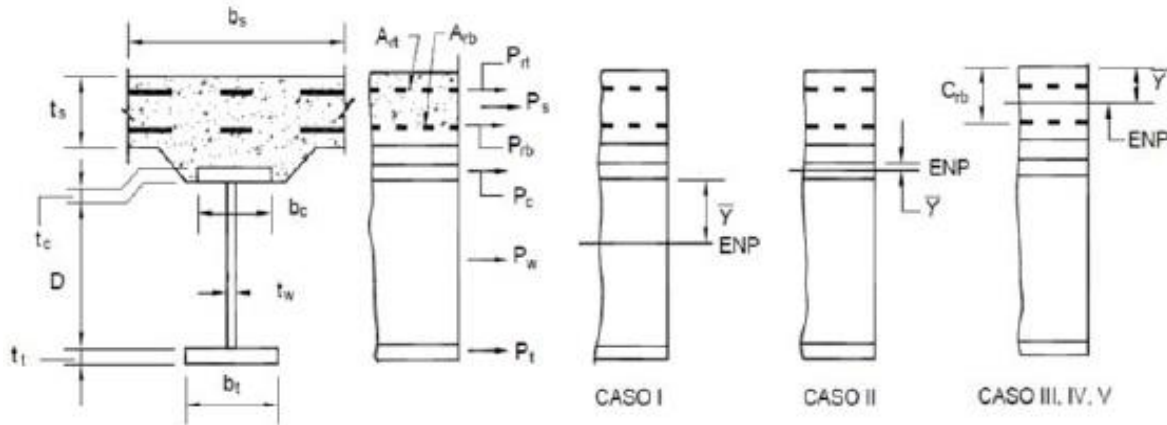


Figura 63: Ubicación del Eje Neutro Plástico (ENP)

Donde:

$$P_{rt} = F_{yrt} A_{rt}$$

$$P_s = 0.85 f_c b_s t_s$$

$$P_{rb} = F_{yrb} A_{rb}$$

$$P_c = F_{yc} b_c t_c$$

$$P_w = F_{yw} D t_w$$

$$P_t = F_{yt} b_t t_t$$

Sección 1

Losa ($b_s = 257.5$ cm, $t_s = 20$ cm)

$$P_s = 0.85 f_c b_s t_s = 1225.70 \text{ tn}$$

Ala en compresión ($b_c = 350$ mm, $t_c = 25$ mm)

$$P_c = F_{yc} b_c t_c = 306.3 \text{ tn}$$

Alma ($D = 1800$ mm, $t_w = 12.5$ mm)

$$P_w = F_{yw} D t_w = 787.5 \text{ tn}$$

Ala en tracción ($b_t = 550$ mm, $t_t = 25$ mm)

$$P_t = F_{yt} b_t t_t = 481.3 \text{ tn}$$

Recub. Sup. De losa = 50 mm ($c_s = 100$ mm)

Diam. De varilla = 1/2 superior ($c_c = 212.5$ mm)

Recub. Inf. De losa = 25 mm (cw = 1125 mm)

Diam. De varilla = 1/2 inferior (ct = 2037.5 mm)

CASO II : ENP en el ala superior

$$P_t + P_w + P_c = 1575.0 \text{ tn} \geq P_s$$

$$P_t + P_w + P_c = 1575.0 \text{ tn} \geq 1225.70 \text{ tn (cumple)}$$

$$Y = 14 \text{ mm}$$

$$d_s = 114 \text{ mm}$$

$$d_w = 911 \text{ mm}$$

$$d_t = 1823 \text{ mm}$$

$$M_p = 1736.64 \text{ t-m}$$

Sección 2

Losa (bs = 257.5 cm, ts = 20 cm)

$$P_s = 0.85 f_c b_s t_s = 1225.70 \text{ tn}$$

Ala en compresión (bc = 350 mm, tc = 32 mm)

$$P_c = F_{yc} b_c t_c = 392.0 \text{ tn}$$

Alma (D= 1800 mm, tw = 12.5 mm)

$$P_w = F_{yw} D t_w = 787.5 \text{ tn}$$

Ala en tracción (bt = 550 mm, tt = 32 mm)

$$P_t = F_{yt} b_t t_t = 616.0 \text{ tn}$$

Recub. Sup. De losa = 50 mm

Diam. De varilla = 1/2 superior

Recub. Inf. De losa = 25 mm

Diam. De varilla = 1/2 inferior

CASO II : ENP en el ala superior

$$P_t + P_w + P_c = 1795.5 \text{ tn} \geq P_s$$

$$P_t + P_w + P_c = 1795.5 \text{ tn} \geq 1225.70 \text{ tn (cumple)}$$

$$Y = 23 \text{ mm}$$

$$d_s = 13 \text{ mm}$$

$$d_w = 909 \text{ mm}$$

$$d_t = 1825 \text{ mm}$$

$$M_p = 1994.53 \text{ t-m}$$

Sección 3

Losa ($b_s = 257.5 \text{ cm}$, $t_s = 20 \text{ cm}$)

$$P_s = 0.85f_c b_s t_s = 1225.70 \text{ tn}$$

Ala en compresión ($b_c = 350 \text{ mm}$, $t_c = 32 \text{ mm}$)

$$P_c = F_{yc} b_c t_c = 392.0 \text{ tn}$$

Alma ($D = 1800 \text{ mm}$, $t_w = 12.5 \text{ mm}$)

$$P_w = F_{yw} D t_w = 787.5 \text{ tn}$$

Ala en tracción ($b_t = 550 \text{ mm}$, $t_t = 38 \text{ mm}$)

$$P_t = F_{yt} b_t t_t = 731.5 \text{ tn}$$

Recub. Sup. De losa = 50 mm

Diam. De varilla = 1/2 superior

Recub. Inf. De losa = 25 mm

Diam. De varilla = 1/2 inferior

CASO II : ENP en el ala superior

$$P_t + P_w + P_c = 1911.0 \text{ tn} \geq P_s$$

$$P_t + P_w + P_c = 1795.5 \text{ tn} \geq 1225.70 \text{ tn (cumple)}$$

$$Y = 28 \text{ mm}$$

$$d_s = 128 \text{ mm}$$

$$d_w = 904 \text{ mm}$$

$$d_t = 1823 \text{ mm}$$

$$M_p = 2207.21 \text{ t-m}$$

a. Resumen:

Cuadro 15.

Resumen del momento plástico en las diferentes secciones de la viga

SECCION	Mp (t-m)	E.N	Y (mm)	Dcp (mm)
1	1736.64	Ala superior	14.30	0.00
2	1994.53	Ala superior	23.30	0.00
3	2207.21	Ala superior	28.00	0.00

Fuente: Elaboración propia

b. Momento de fluencia

$$M_{D1} = 1.25 M_{DC1}$$

$$M_{D2} = 1.25M_{DC2} + 1.50M_{DW}$$

$$M_{AD} = S_{ST}(F_{YF} - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}})$$

$$M_Y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$$

Cuadro 16.

Momentos de fluencia en las diferentes secciones de la viga

Distancia L/2=23.5 m	Sección	MDC1 t-m	MDC2 t-m	MDW t-m	MD1 t-m	MD2 t-m	MAD t-m	MY t-m
0.00	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1369.48	1369.48
4.70	1	180.03	92.25	16.40	225.03	139.91	919.97	1284.91
9.40	2	320.05	164.00	29.16	400.06	248.73	838.33	1487.13
14.10	2	420.06	215.24	38.27	525.08	326.46	594.64	1446.18
18.80	3	480.07	245.99	43.74	600.09	373.10	657.91	1631.10
23.50	3	500.08	256.24	45.56	625.09	388.65	609.26	1623.00

Fuente: Elaboración propia

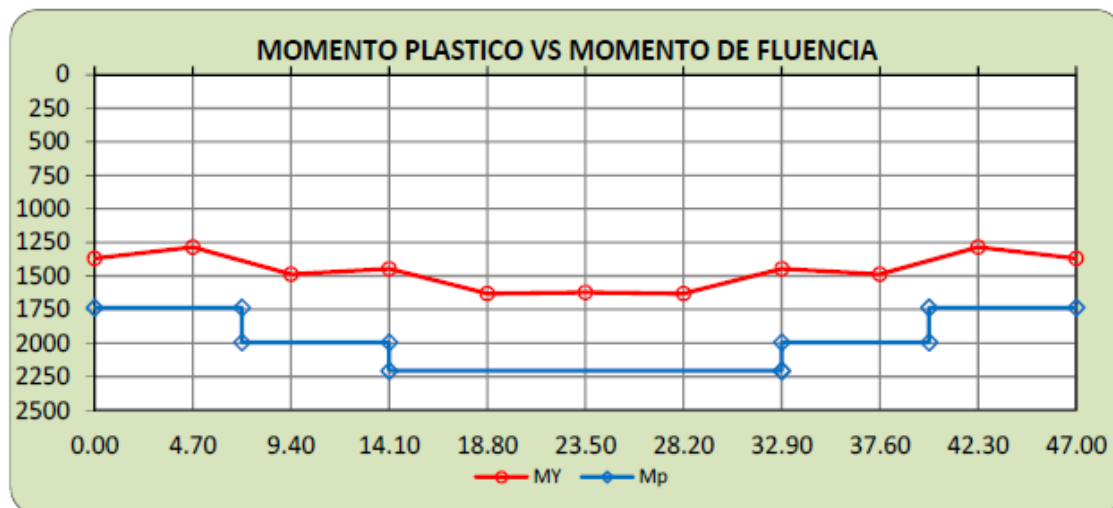


Figura 64: Momento plástico vs momento de fluencia

c. Requerimiento de esbeltez del alma

Para secciones en flexión positiva

Las especificaciones AASHTO establecen que para una sección compuesta la flexión positiva se debe verificar si la sección es compacta; para esto se debe revisar el límite de esbeltez del alma aplicando la fórmula (F.53):

$$\frac{2D_{cp}}{tw} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Donde:

D_{cp} = Profundidad del alma comprimida cuando se produce el momento plástico.

E = Modulo de elasticidad del acero (2,040,000 kg/cm²)

F_{yc} = Esfuerzo de fluencia del ala de compresión (3,500 kg/cm²)

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 90.80$$

Sección 1

$$\frac{2D_{cp}}{tw} = 0.0 \leq 90.80 \text{ (ok, la seccion es compacta)}$$

Sección 2

$$\frac{2D_{cp}}{tw} = 0.0 \leq 90.80 \text{ (ok, la seccion es compacta)}$$

Sección 3

$$\frac{2D_{cp}}{tw} = 0.0 \leq 90.80 \text{ (ok, la seccion es compacta)}$$

Por lo tanto las secciones son compactas, esto quiere decir que la sección desarrollará el momento plástico sin que se produzca pandeo.

d. Requerimiento de ductilidad

Las especificaciones AASHTO nos indican que las secciones compactas y no compactas deben satisfacer la formula (F.57) indicado en el marco teórico:

$$D_p \leq 0.42 (D_t)$$

Donde:

D_p = distancia del extremo superior de la losa al E.N. de la sección compuesta plástica.

D_t = Altura total de la sección compuesta.

Sección 1

$$D_p = 214.1 \text{ mm} \leq 0.42 * D_t = 861.0 \text{ mm (OK)}$$

Sección 2

$$D_p = 223.3 \text{ mm} \leq 0.42 * D_t = 866.9 \text{ mm (OK)}$$

Sección 3

$$D_p = 228.0 \text{ mm} \leq 0.42 * D_t = 869.4 \text{ mm (OK)}$$

e. Resistencia nominal a la flexión

Teniendo en consideración que la estructura está trabajando en flexión positiva, el cálculo del momento nominal se realizará utilizando las fórmulas (F.55) y (F.56) del marco teórico:

$$M_n = M_p \quad \text{si} \quad D_p \leq 0.10 D_t$$

$$M_n = M_p(1.07 - 0.7D_p/D_t) \quad \text{si} \quad D_p > 0.10 D_t$$

En tramos continuos la resistencia nominal a la flexión no deberá ser mayor que:

$$M_n = 1.3 R_h M_y \quad ; \text{para secciones homogéneas: } R_h = 1.00$$

Sección 1

$$D_p = 214.3 \text{ mm} > 0.10 \cdot D_t = 205.0 \text{ mm}$$

$$M_p = 1736.64 \text{ t-m}$$

$$M_n = 1731.15 \text{ t-m}$$

Sección 2

$$D_p = 223.3 \text{ mm} > 0.10 \cdot D_t = 206.4 \text{ mm}$$

$$M_p = 1994.53 \text{ t-m}$$

$$M_n = 1983.13 \text{ t-m}$$

Sección 3

$$D_p = 223.3 \text{ mm} > 0.10 \cdot D_t = 207.0 \text{ mm}$$

$$M_p = 2207.21 \text{ t-m}$$

$$M_n = 2195.08 \text{ t-m}$$

Cuadro 17.

Momentos resistente vs momentos actuantes en las diferentes secciones de la viga

Distancia L/2=23.50 m	Sección	Mu (R-I) t-m	Mr t-m
0.00	1	0.00	0.00
4.70	1	560.76	501.63
9.40	2	997.52	892.48
14.10	2	1306.36	1168.09
18.80	3	1490.29	1331.89
23.50	3	1551.70	1386.60

Fuente: Elaboración propia

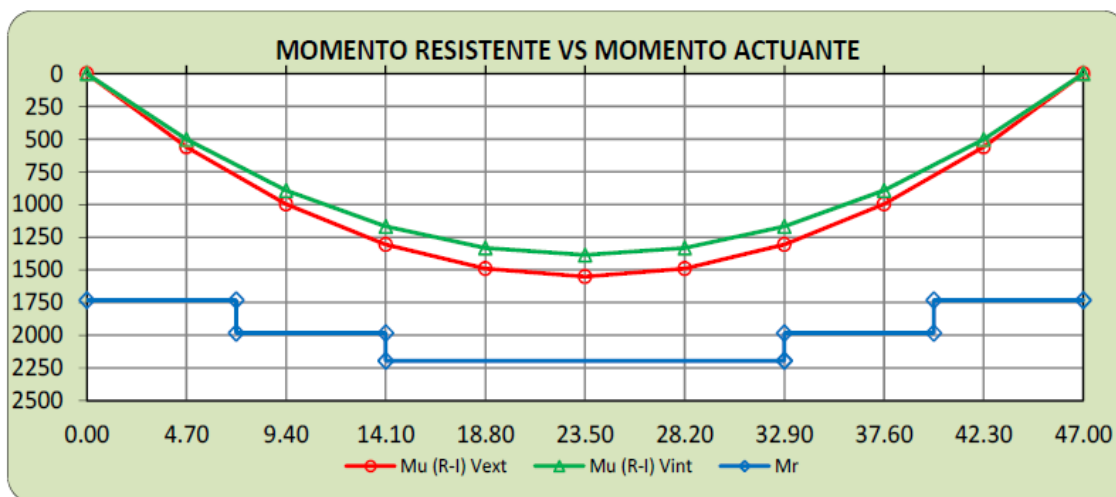


Figura 65: Momentos resistente vs momentos actuantes en las diferentes secciones de la viga

3.1.2.2.3. Verificación para el estado límite de servicio.

a. Esfuerzos en el estado límite de servicio I

Estas disposiciones son para controlar la cantidad de deformación permanente. En el cuadro N° 18 se presenta el resumen de los esfuerzos generados en la sección compuesta debido a la carga vehicular o también denominada cargas de corta duración.

Verificación de esfuerzos para el estado límite de servicio I

Esfuerzos totales

Cuadro 18.

Esfuerzos en la sección compuesta (cargas de corta duración)

Distancia L/2=23.50 m	Sección	σ_{tc} t/m ²	σ_t t/m ²	σ_b t/m ²
0.00	1	0.0	0.0	0.0
4.70	1	-429.3	-10,073.6	12,390.5
9.40	2	-701.9	-15,476.8	18,316.8
14.10	2	-919.2	-20,302.7	24,003.3
18.80	3	-1018.0	-22,764.90	24,252.6
23.50	3	-1060.0	-23,710.9	25,255.2

Fuente: Elaboración propia

Según los resultados de los esfuerzos últimos en la losa y en la viga metálica son menores que:

Esfuerzo compresión concreto en losa ($f_c = 280 \text{ kg/cm}^2 = 2800 \text{ t/m}^2$)

Esfuerzo fluencia acero estructural G-50 ($f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2 = 35000 \text{ t/m}^2$)

b. Esfuerzos en el estado límite de servicio II

Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de la sección compuesta.

Para este caso se utilizará la fórmula F.39 del marco teórico:

$$f_f \leq 0.95 R_h F_{yf}$$

Para secciones homogéneas: $R_h = 1.00$

$$f_f = n_{serv}(1.00\sigma_{t_{DC1}} + 1.00\sigma_{t_{DC2}} + 1.00\sigma_{t_{DW}} + 1.30\sigma_{t_{PL}} + 1.30\sigma_{t_{LL+IM}})$$

$R_h = 1.0$

$F_{yf} = 35000 \text{ t/m}$

$0.95R_h \cdot F_{yt} = 33250 \text{ t/m}^2$

Cuadro 19.

Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de sección compuesta

Distancia $L/2=23.5 \text{ m}$	f_f t/m^2	
0.00	0.0	Ok
4.70	-10314.9	Ok
9.40	-15894.1	Ok
14.10	-20847.4	Ok
18.80	-23383.0	Ok
23.50	-24354.1	Ok

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de la sección compuesta.

Para este caso se utilizará la fórmula F.40 del marco teórico:

$$f_f + \frac{f_1}{2} \leq 0.95 R_h F_{yf}$$

$R_h = 1.0$

$f_1 = 0.0$

$F_{yf} = 35000 \text{ t/m}$

$0.95R_h \cdot F_{yt} = 33250 \text{ t/m}^2$

Cuadro 20.

Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de sección compuesta

Distancia L/2=23.5 m	$f_f + f_l/2$ t/m2	
0.00	0.0	Ok
4.70	13377.7	Ok
9.40	19804.6	Ok
14.10	25944.7	Ok
18.80	26210.0	Ok
23.50	27291.8	Ok

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en las alas inferior y superior de la viga de acero de la sección no compuesta.

Para este caso se utilizarán las fórmulas (F.41) del marco teórico:

$$f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0.80 R_h F_{yf}$$

$$R_h = 1.0$$

$$f_l = 0.0$$

$$F_{yf} = 35000 \text{ t/m} \quad 0.80 R_h * F_{yt} = 28000 \text{ t/m}^2$$

Cuadro 21.

Esfuerzos en ambas alas de la sección

Distancia L/2=23.5 m	$f_t = f_f + f_l/2$ t/m2		Distancia L/2=23.5 m	$f_b = f_f + f_l/2$ t/m2	
0.00	0.0	Ok	0.00	0.0	Ok
4.70	-9269.1	Ok	4.70	9099.8	Ok
9.40	-14085.6	Ok	9.40	13357.7	Ok
14.10	-18487.3	Ok	14.10	17532.0	Ok
18.80	-20704.4	Ok	18.80	17728.0	Ok
23.50	-21567.1	Ok	23.50	18466.7	Ok

Fuente: Elaboración propia

El cuadro 21 muestra la variación de los esfuerzos de la sección compuesta y no compuesta tanto para el ala inferior como para el ala superior a lo largo de toda la viga, estos valores deberán satisfacer los requerimientos establecidos por la AASHTO.

3.1.2.2.4. Verificación para el estado límite de fatiga y fractura.

Verificación del Alma por Fatiga

Se debe verificar que:

$$Vu \leq Vcr \quad Vcr = CxVp \quad Vp = 0.58.F_{yw}Dt_w$$

Donde:

Vu = Corte en el alma debido a la carga permanentemente no mayorada mas la sobrecarga de fatiga.

Vcr = Resistencia al pandeo por corte.

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

Vp = Fuerza de corte plástico.

El factor C depende de la geometría del Alma; por tanto aplicando las fórmulas, (F.49), (F.50), (F.51), del marco teórico se tiene:

Cálculo de C :

$$\text{Si: } \frac{D}{tw} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} \rightarrow C = 1.00$$

$$\text{Si: } 1.12 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} < \frac{D}{tw} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{D}{tw}} \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}}$$

$$\text{Si: } \frac{D}{tw} > 1.40 \sqrt{\frac{E.k}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{D}{tw}\right)^2} \left(\frac{E.k}{F_{yw}}\right)$$

Donde:

D = 1800 mm (profundidad del alma)

tw = 12.5 mm (Espesor del alma)

F_{yw} = 345 Mpa (Resistencia de fluencia mínima específica del alma)

E = 200000 Mpa (Módulo de elasticidad del acero)

K = 5.00 (Coeficiente de pandeo por corte)

Realizando operaciones:

$$\frac{D}{tw} = 144.0$$

$$1.12 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 60.30$$

$$1.40 \sqrt{Ek/F_{yw}} = 75.37$$

$$C = 0.219$$

Por tanto:

$$V_p = 450.2 \text{ t}$$

$$V_{cr} = 98.8 \text{ t}$$

Viga exterior:

Cuadro 22.

Cortante en el alma debido a la carga permanentemente no mayorada más la sobrecarga de fatiga en la viga exterior

Distancia L/2=23.5 m	DC1 (t)	DC2 (t)	DW (t)	LL (t)	Vu (t)
0.00	42.56	21.81	3.88	19.03	96.78
4.70	34.05	17.45	3.10	16.87	79.90
9.40	25.54	13.08	2.33	14.71	63.01
14.10	17.02	8.72	1.55	12.55	46.13
18.80	8.51	4.36	0.78	10.40	29.25
23.50	0.00	0.00	0.00	8.24	12.36

LL = Cortante por carga vehicular por vía, incluye impacto 15%

$$V_u = n*(DC1+DC2+DW + (LL)*0.75*2.0); n = 1.00$$

Fuente: Elaboración propia

Viga interior:

Cuadro 23.

Cortante en el alma debido a la carga permanentemente no mayorada más la sobrecarga de fatiga en la viga interior

Distancia L/2=23.5 m	DC1 (t)	DC2 (t)	DW (t)	LL (t)	Vu (t)
0.00	42.90	0.00	6.98	22.68	83.90
4.70	34.32	0.00	5.58	20.11	70.07
9.40	25.74	0.00	4.19	17.54	56.24
14.10	17.16	0.00	2.79	14.96	42.40
18.80	8.58	0.00	1.40	12.40	28.57
23.50	0.00	0.00	0.00	9.82	14.73

LL = Cortante por carga vehicular por vía, incluye impacto 15%

$$V_u = n*(DC1+DC2+DW + (LL)*0.75*2.0); n = 1.00$$

Fuente: Elaboración propia

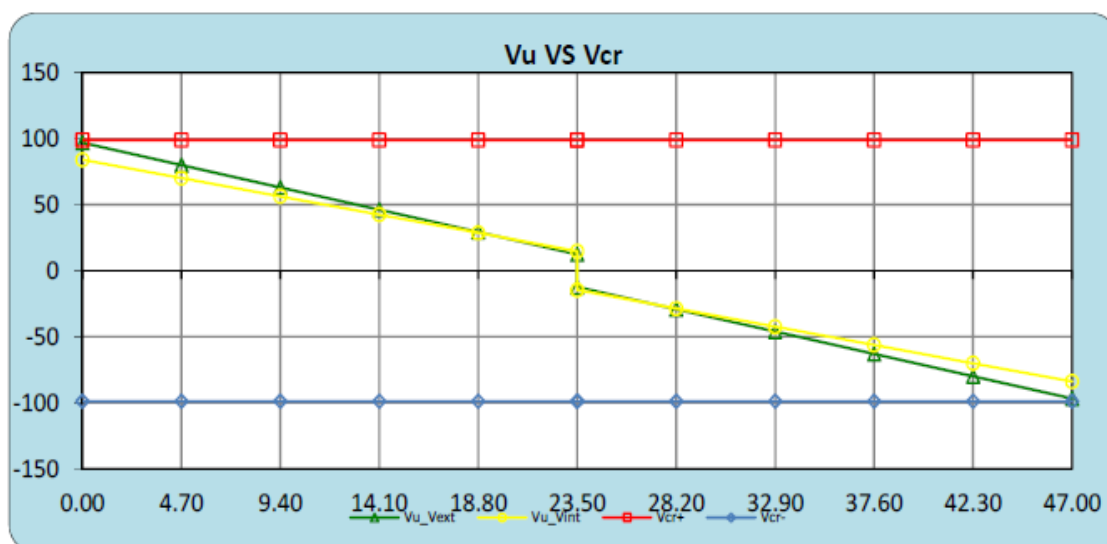


Figura N° 66: Cortante en el alma Vu vs Vcr

3.1.2.2.5. Verificación por corte.

En el estado Límite de Resistencia, las almas deberán satisfacer la formula (F.48) expresada en el marco teórico del presente Informe de tesis.

En el estado límite de Resistencia, las almas deberán satisfacer:

$$Vu \leq \phi_v V_n$$

Viga exterior:

Cuadro 24.

Fuerza cortante por resistencia en la viga exterior

Distancia L/2=23.5 m	DC1 (t)	DC2 (t)	DW (t)	LL (t)	Vu R-I (t)	$\phi_v * V_n$ (t)
0.00	42.56	21.28	3.88	37.25	143.89	98.8
4.70	34.05	17.45	3.10	31.99	118.75	98.8
9.40	25.54	13.08	2.33	27.02	94.10	98.8
14.10	17.02	8.72	1.55	22.37	69.98	98.8
18.80	8.51	4.36	0.78	18.04	46.39	98.8
23.50	0.00	0.00	0.00	14.00	23.28	98.8

LL= Cortante por carga viva vehicular por vía, incluye impacto 33%

$Vu = n * (1.25DC1 + 1.25DC2 + 1.50DW + 1.75PL + 1.75LL)$; $n=0.95$

Fuente: Elaboración propia

Viga interior:

Cuadro 25.

Fuerza cortante por resistencia en la viga interior

Distancia L/2=23.5 m	DC1 (t)	DC2 (t)	DW (t)	LL (t)	Vu R-I (t)	$\phi_v * V_n$ (t)
0.00	42.90	0.00	6.98	54.03	150.72	98.8
4.70	34.32	0.00	5.58	46.40	125.86	98.8
9.40	25.74	0.00	4.19	39.20	101.70	98.8
14.10	17.16	0.00	2.79	32.45	78.31	98.8
18.80	8.58	0.00	1.40	26.17	55.69	98.8
23.50	0.00	0.00	0.00	20.32	33.77	98.8

LL= Cortante por carga viva vehicular por vía, incluye impacto 33%

 $V_u = n*(1.25DC1 + 1.25DC2 + 1.50DW + 1.75PL + 1.75LL)$; $n=0.95$

Fuente: Elaboración propia

a. Resistencia Nominal al corte sin rigidizadores en el alma

$$V_n = V_{cr} \quad V_{cr} = CxV_p \quad V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

 V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

 V_p = Fuerza de corte plástico

Donde:

D = 1800 mm (Profundidad del alma)

 t_w = 12.5 mm (Espesor del alma) F_{yw} = 345 Mpa (Resistencia de fluencia mínima específica del alma)

E = 200000 Mpa (Módulo de elasticidad del acero)

k = 5 (coeficiente por pandeo de corte)

El factor C depende de la geometría del Alma; por tanto aplicando las fórmulas, (F.50), (F.51), (F.52), del marco teórico se tiene:

Realizando operaciones:

$$\frac{D}{t_w} = 144.0$$

$$1.12\sqrt{Ek/F_{yw}} = 60.30$$

$$1.40\sqrt{Ek/F_{yw}} = 75.37$$

$$C = 0.219$$

Por tanto:

$$V_p = 450.2 \text{ t}$$

$$V_n = 98.8 \text{ t}$$

$$\phi_v * V_n = 98.8 \text{ t}$$

$$V_u \text{ Ri } (0.0\text{m}) = 150.72 \text{ t} > \phi_v * V_n = 98.8 \text{ t}$$

Por lo tanto se requiere diseñar rigidizadores transversales.

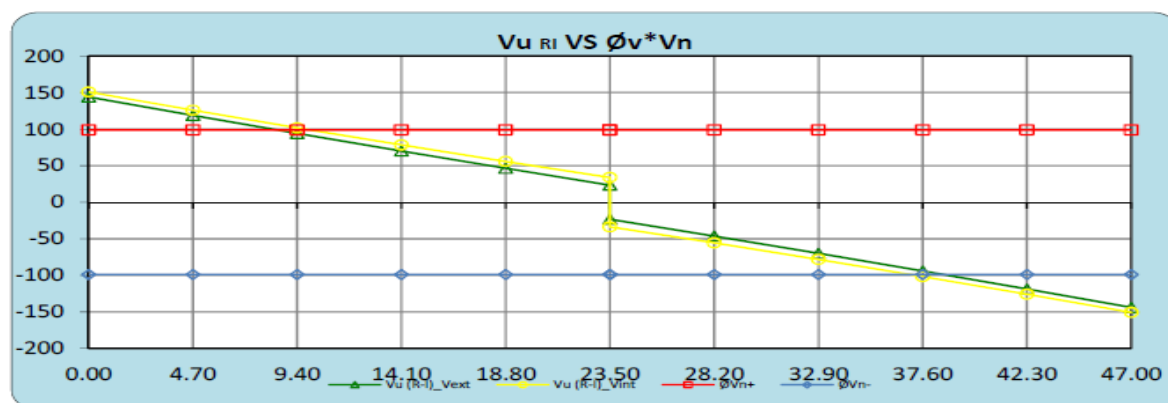


Figura 67: Cortante en el alma $V_u \text{ Ri}$ vs $\phi_v * V_n$

b. Resistencia Nominal al corte con rigidizadores en el alma

Paneles exteriores

$$V_n = V_{cr} \quad V_{cr} = CxV_p \quad V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

Donde:

V_{cr} = Resistencia al pandeo por corte

C = Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia por corte.

V_p = Fuerza de corte plástico

Donde:

D = 1800 mm (Profundidad del alma)

t_w = 12.5 mm (Espesor del alma)

F_{yw} = 345 Mpa (Resistencia de fluencia mínima específica del alma)

E = 200000 Mpa (Módulo de elasticidad del acero)

d_o = 2000 mm (Separación entre rigidizadores transversales)

k = 9.1 (coeficiente por pandeo de corte)

El factor C depende de la geometría del Alma; por tanto aplicando las fórmulas, (F.50), (F.51), (F.52), del marco teórico se tiene:

Realizando operaciones:

$$\frac{D}{t_w} = 144.0$$

$$1.12\sqrt{E_k/F_{yw}} = 81.12$$

$$1.40\sqrt{E_k/F_{yw}} = 101.40$$

$$C = 0.397$$

Por tanto:

$$V_p = 450.2 \text{ t}$$

$$V_n = 178.8 \text{ t}$$

$$\phi_v * V_n = 178.8 \text{ t}$$

$$\phi_v * V_n = 178.8 \text{ t} > V_u \text{ Ri (0.0m)} = 150.72 \text{ t (ok)}$$

3.1.2.2.6. Diseño de rigidizadores.

a. Rigidizadores intermedios

Las dimensiones de los refuerzos transversales están obligados a caer dentro de las restricciones geométricas basadas en la profundidad de la sección, ancho de ala y proyección de espesor del elemento; por lo tanto el dimensionamiento y diseño es como sigue:

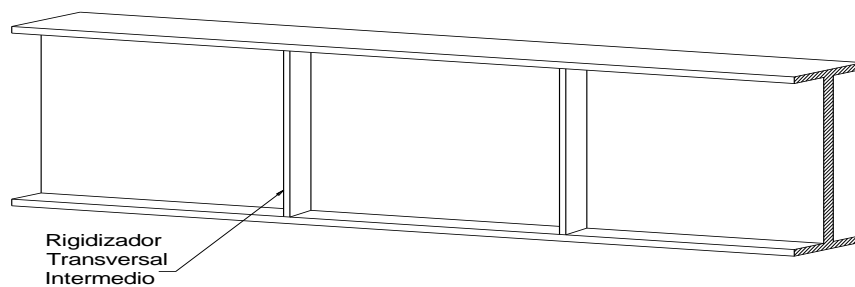


Figura 68: Rigidizadores transversales intermedios a lo largo de la viga

Dimensionamiento

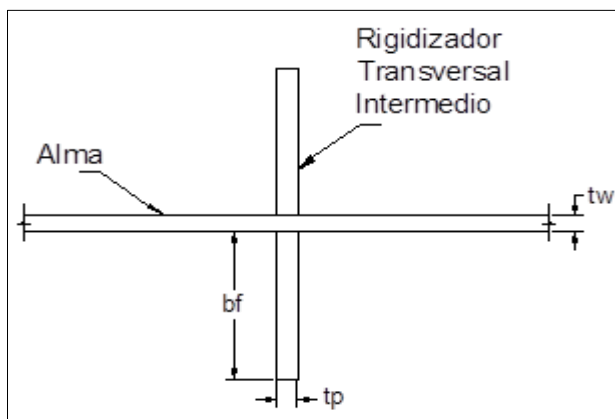


Figura 69: Ancho y espesor del rigidizador

Ancho saliente:

El ancho de cada rigidizador está dado por la fórmula (F.58) del marco teórico y se presenta a continuación:

$$bt = 50 + D/30 \text{ mm}$$

$$D = 1800 \text{ mm}$$

Reemplazando

$$bt = 110.00 \text{ mm}$$

Adoptamos

$$bt = 125.00 \text{ mm}$$

$$tp = 8.00 \text{ mm}$$

La verificación de las dimensiones adoptadas se realiza utilizando la fórmula (F.59):

$$tp \geq \frac{bt}{16} = 7.81 \text{ (ok)}$$

$$bt \geq 0.25bf = 87.5 \text{ (ok)}$$

Momento de inercia

El momento de inercia de cualquier rigidizador transversal deberá satisfacer las formulas (F.60) y (F.61):

$$I_t \geq d_0 t_w^3 J \quad ; \quad J = 2.5 \left(\frac{D}{d_0} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5$$

Donde:

D = 1800 mm (profundidad del alma).

d₀ = 2000 mm (Separación entre rigidizadores transversales).

t_w = 12.5 mm (Espesor del alma).

J = 0.50 (Relación rigidez del rigidizador/rigidez del alma)

$$I_t = 1205.7 \text{ cm}^4 > d_0 t_w^3 J = 195.3 \text{ cm}^4$$

Para que el alma pueda desarrollar adecuadamente la resistencia al pandeo por corte, el rigidizador transversal debe tener rigidez suficiente para mantener una verticalidad con deflexión lateral prácticamente nula en la totalidad de la línea del rigidizador.

En el caso de rigidizadores simples, se asume implícitamente que una parte significativa del alma contribuye a la rigidez flexional de manera tal que el eje neutro del rigidizador se encuentra próximo al borde en contacto con el alma. Por lo tanto, por motivos de simplicidad, se asume que el eje neutro está ubicado en este borde y se desprecia la contribución del alma al momento de inercia respecto de este eje.

Área

Los rigidizadores transversales deben tener área suficiente para resistir la componente vertical del campo de tensiones y también para no estar sujetos al pandeo local.

El área del rigidizador deberá satisfacer las formulas (F.62) y (F.63).

$$A_s \geq \left[0.15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) - 18 \right] \frac{F_{yw}}{F_{crs}} t_w^2 \quad ; \quad F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} \leq F_{ys}$$

Donde:

$B = 1.0$ Pares de rigidizadores

1.8 Rigidizador Simple

2.4 Rigidizadores de placa simple

$D = 1800 \text{ mm}$ Profundidad del alma

$t_w = 12.50 \text{ mm}$ Espesor del alma

$C = 0.397$ Relación entre la resistencia al pandeo por corte y la resistencia a la fluencia del corte.

$V_u = 150.7 \text{ t}$ Limite de resistencia I

$\phi_v = 1.00$ Factor de resistencia por corte.

$V_n = 336.8 \text{ t}$ Resistencia nominal al corte

$F_{yw} = 345 \text{ Mpa}$ Resistencia de fluencia mínima especificada del alma

$F_{ys} = 250 \text{ Mpa}$ Resistencia de fluencia mínima especificada del rigidizador.

$F_{crs} = 250 \text{ Mpa}$ Tensión de pandeo elástico para el rigidizador.

Por tanto:

$A_s = -26.25 \text{ cm}^2$ (pares de rigidizadores)

$A_s = -16.2 \text{ cm}^2$ (rigidizador simple)

$A_s = -8.66 \text{ cm}^2$ (Rigidizadores de placa simple)

Área del rigidizador

$A_r = 13.67 \text{ cm}^2 > A_s = -26.25 \text{ cm}^2$

Cuando A_s da un resultado negativo, en estos casos el área requerida es nula, por lo tanto el rigidizador solo debe ser dimensionado por rigidez, entonces tenemos que las dimensiones propuestas para nuestro rigidizador son definitivas por satisfacer todos los requisitos.

b. Rigidizadores de apoyo

Dimensionamiento

El dimensionamiento del rigidizador de apoyo responde a la ecuación (F.64), el cual se refiere a las limitaciones impuestas a los refuerzos en LRFD; los resultados se presentan a continuación:

Ancho saliente

$$bt \leq 0.48tp\sqrt{(E/Fys)}$$

Donde:

$$tp = 25 \text{ mm}$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$Fys = 250 \text{ Mpa}$$

Reemplazando

$$bt \leq 339.41 \text{ mm}$$

Adoptamos

$$bt = 165 \text{ mm}$$

$$tp = 25 \text{ mm}$$

Resistencia al aplastamiento

La resistencia al aplastamiento mayorada para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo se deberá tomar como:

$$(R_{sb})_r = \phi_b(R_{sb})_n$$

La resistencia nominal al aplastamiento para los extremos recortados de los rigidizadores de apoyo está dado por formula (F.65).

$$(R_{sb})_n = 1.4 A_{pn} F_{ys}$$

Donde:

$$\phi_b = 1.00 \text{ (factor de resistencia por aplastamiento)}$$

$$A_{pn} = 6345 \text{ mm}^2 \text{ (área de los elementos del rigidizador)}$$

$$F_{ys} = 250 \text{ Mpa (Resistencia de fluencia mínima especificada del rigidizador)}$$

$$\rightarrow (R_{sb})_n = 222.08 t$$

Por tanto:

$$(R_{sb})_n = 222.08 t > (R_{sb})_r = 150.72 t \quad (ok)$$

La resistencia nominal del rigidizador es mayor que la reacción última actuante por lo que se considera que la sección es suficiente por resistencia.

Resistencia axial

La resistencia mayorada de los componentes en compresión, P_r , se deberá calcular mediante la fórmula (F.66):

$$Pr = \phi_c * P_n$$

Donde:

P_n = Resistencia nominal a la compresión

$\phi_c = 0.90$ (factor de resistencia a la compresión)

Relación de esbeltez:

$Kl = 1350.0$ mm (longitud efectiva)

$I = 83735449.2$ mm⁴ (inercia de la sección)

$A = 8475.0$ mm² (área de la sección)

$r = 99.4$ mm (radio de giro de la sección)

$Kl/r = 13.58 \leq 120$ (ok)

Verificación de la relación

Ancho/espesor

El propósito de esta relación es asegurar que los elementos uniformemente comprimidos puedan desarrollar la resistencia a la fluencia en compresión antes que aparezca pandeo local; debe satisfacer la ecuación (F.67) del marco teórico, donde el coeficiente de pandeo se obtiene de la tabla N° 07, a continuación se tiene los siguientes resultados:

$$\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

$k = 0.75$ (coeficiente de pandeo en placas)

$$k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 21.2 \quad ; \quad \frac{b}{t} = 6.6$$

Resistencia nominal a la compresión:

De la aplicación de la fórmula (F.70) se obtiene el factor de resistencia Axial como sigue:

$$\lambda = \left(\frac{kl}{r_s \pi} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

$$Si : \lambda \leq 2.25 \quad \rightarrow \quad P_n = 0.66^\lambda F_y A_g$$

$$Si : \lambda > 2.25 \quad \rightarrow \quad P_n = \frac{0.88 F_y A_g}{\lambda}$$

$$\lambda = 0.02$$

$$P_n = 209.83 \text{ t}$$

Se proyectara un (01) rigidizador de apoyo

$$P_n = 209.83 \text{ t}$$

Resistencia factorizada

$$\phi_c * P_n = 188.85 \text{ t} > P_u = 150.72 \text{ (ok)}$$

La resistencia nominal del rigidizador propuesto es mayor a lo solicitado, por lo tanto se considera que la sección propuesta en el diseño es suficiente.

La sección efectiva consiste en los refuerzos de la sección del rigidizador de apoyo, más una longitud de 9 veces el espesor del alma de la viga a cada lado

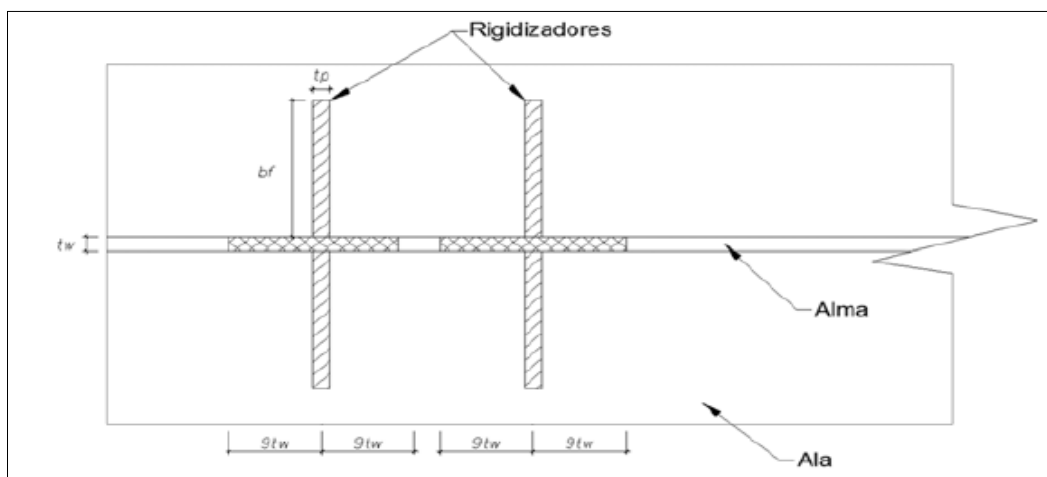


Figura N° 70: Sección efectiva del rigidizador

3.1.2.2.7. Diseño de conectores de corte.

Para considerar que las vigas principales actúan de forma compuesta con la losa, se deben diseñar conectores de corte y deben cumplir lo establecido en la sección 6 del LRFD en el caso de vigas metálicas.

Los conectores de corte deben ser colocados a lo largo de toda la longitud de la viga; además deben estar diseñados para satisfacer las limitaciones de la fatiga después de que un chequeo de la fuerza que se lleva a cabo.

Para nuestro diseño adoptaremos conectores tipo STUDS.

a. Dimensiones de los Studs

Adoptamos las siguientes dimensiones para los conectores de corte:

$$d = 7/8 \text{ pulg} = 21.9 \text{ mm}$$

$$h = 5 \text{ pulg} = 125.0 \text{ mm}$$

b. Número de conectores en la dirección transversal

Teniendo en consideración las recomendaciones dadas por la AASHTO, determinaremos a continuación la cantidad de conectores transversales:

Ancho del ala superior	350.0 mm
Recubrimiento lateral de concreto	25.0 mm
Diámetro de los conectores	21.9 mm
Espaciamiento transversal mínimo	87.5 mm
Espaciamiento transversal calculado	139.06 mm
Espaciamiento transversal adoptado	100.00 mm
Numero de espacios:	2.00 espacios
Número de studs en la dirección transversal:	3.00 studs

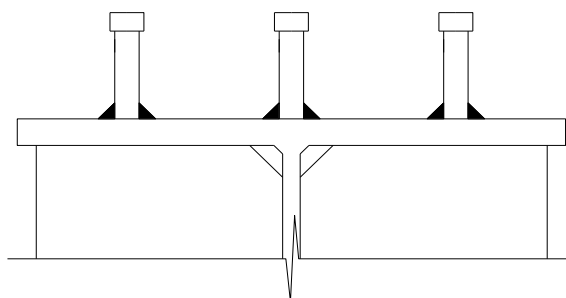


Figura 71: Conectores en la Dirección Transversal

c. Diseño por fatiga

El espaciamiento máximo longitudinal entre conectores tipo studs está dado por la formula (F.71):

$$\text{Max } p \leq n_o * Z_r / V_{sr}$$

Donde:

$n_o = 3.00$ (número de conectores transversales)

Aplicando las fórmulas (F.72), (F.73) y (F.74) se tiene que la resistencia a la fatiga de un conector es como sigue:

$$Z_r = a * d^2 \geq \frac{38}{2 * d^2}$$

$$a = 238 - 29.5 * \log N$$

$$N = (365) * (75) * n * (\text{ADTT}) \text{ SL}$$

$$N = 23''679,375 \text{ ciclos}$$

Vida útil de la estructura: 75 años

(ADTT)SL: 865 vehículos/día

Ciclos por pasada de camión: 1.0 $L > 12,000 \text{ mm}$

2.0 $L \leq 12,000 \text{ mm}$

Por tanto:

$$a = 20.46$$

$$Z_r = 9788.6 \text{ N}$$

Rango de corte horizontal por fatiga:

La fuerza cortante en la interface losa-viga, se calcula aplicando la ecuación (F.71) del marco teórico. Los parámetros I y Q se deberían determinar considerando el tablero dentro del ancho de ala efectivo:

$$V_{sr} = V_f * Q / I$$

Momento de inercia:

$$I = 5.82E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Sección 1 (0.00 – 7.05 m)}$$

$$I = 6.73E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Sección 2 (7.05 – 14.10 m)}$$

$$I = 7.41E+10 \text{ mm}^4 \quad \text{Sección 3 (14.10 – 23.50 m)}$$

Momento estático de la losa de concreto:

Para flexión positiva:

$$Q = 1/n * b_{ef} * t_s * (y_t + t_s/2)$$

$$Q = 2.98E+07 \text{ mm}^3$$

Luego aplicando la fórmula (F.71) tenemos lo siguiente:

Para la losa superior:

$$\text{Max } p \leq n_o * Z_r / (V_f * Q / I)$$

$$\text{Max } p \leq 5.73E+07 / V_f \quad \text{Sección 1 (0.00 – 7.05 m)}$$

$$\text{Max } p \leq 6.62E+07 / V_f \quad \text{Sección 2 (7.05 – 14.10 m)}$$

$$\text{Max } p \leq 7.30E+07 / V_f \quad \text{Sección 3 (14.10 – 23.50 m)}$$

Cuadro 26.

Espaciamiento de conectores en la viga exterior

Distancia (m)	Sección	*Fuerza cortante por fatiga V_f (N)	Max p (mm)	P adoptado (mm)
0.00	1	142696	401.24	250
4.70	1	126496	452.62	250
9.40	2	110340	600.37	300
14.10	2	94140	703.68	300
18.80	3	77983	935.64	400
23.50	3	61783	1180.97	400

*0.75 LL fatiga

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 27.

Espaciamiento de conectores en la viga interior

Distancia (m)	Sección	*Fuerza cortante por fatiga Vf (N)	Max p (mm)	P adoptado (mm)
0.00	1	170109	336.58	250
4.70	1	150797	379.68	250
9.40	2	131536	503.62	300
14.10	2	112224	590.29	300
18.80	3	92964	784.86	400
23.50	3	73652	990.66	400

*0.75 LL fatiga

Fuente: Elaboración propia

Número total de conectores:

Losa superior: n = 489 studs/viga

d. Verificación por resistencia

La fuerza cortante factorizada por resistencia de un conector está dada por la ecuación (F.75.a) y (F.75.b), y se calcula como sigue:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n$$

 $\phi_{sc} = 0.85$ (factor de resistencia)

 $Q_n = 0.5 * A_{sc} * \sqrt{f_c * E_c}$ (Resistencia nominal de conectores de corte)

 $A_{sc} = 375.8 \text{ mm}^2$ (área del conector)

 $F_u = 345 \text{ Mpa}$ (esfuerzo de rotura del conector ASTM A108)

 $f_c = 28 \text{ Mpa}$ (Resistencia a la compresión del concreto)

 $E_c = 25399 \text{ Mpa}$ (Modulo de elasticidad del concreto)

Reemplazando datos:

$$Q_n = 158469 \text{ N}$$

Se debe verificar que se cumpla lo especificado en la ecuación (F.75.b), tal como:

$$Q_n \leq A_{sc} * F_u$$

$$A_{sc} * F_u = 129660 \text{ N (ok)}$$

Por tanto:

$$Q_r = 110211 \text{ N}$$

El número total de conectores debe ser suficiente para desarrollar la fuerza de corte nominal, P_n , a ambos lados del punto de máxima sobrecarga de diseño más momento de impacto; por lo tanto el número mínimo de conectores de corte está dado por la fórmula:

$$n = P/Qr$$

Donde:

La fuerza de corte nominal total, P , entre el punto de máxima sobrecarga de diseño positiva más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente se tomará como: $P = P_p$, siendo P_p la fuerza de corte total del tablero de hormigón.

P : fuerza cortante nominal total

Para la región entre el punto de máximo momento positivo y el estribo:

Será tomado como el menor valor de:

La capacidad de la losa de concreto:

$$P_{1p} = 0.85 * f_c * b_s * t_s$$

$$f_c = 28 \text{ Mpa}$$

$$b_s = 2575 \text{ mm}$$

$$t_s = 200 \text{ mm}$$

$$P_{1p} = 1225700 \text{ N}$$

La capacidad de la sección de acero:

$$P_{2p} = F_{yw} * D * t_w + F_{yt} * b_{ft} * t_{ft} + F_{yc} * b_{fc} * t_{fc}$$

Sección 1

$$F_{yw} = 345 \text{ Mpa}$$

$$D = 1800 \text{ mm}$$

$$F_{yt} = 345 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 12.5 \text{ mm}$$

$$F_{yc} = 345 \text{ Mpa}$$

$$b_{ft} = 550 \text{ mm}$$

$$b_{fc} = 350 \text{ mm}$$

$$t_{ft} = 25 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 25 \text{ mm}$$

$$P_{2p} = 15525000 \text{ N}$$

Sección 2

$$F_{yw} = 345 \text{ Mpa}$$

$$D = 1800 \text{ mm}$$

$$F_{yt} = 345 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 12.5 \text{ mm}$$

$$F_{yc} = 345 \text{ Mpa}$$

$$b_{ft} = 550 \text{ mm}$$

$$b_{fc} = 350 \text{ mm}$$

$$t_{ft} = 32 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 32 \text{ mm}$$

$$P_{2p} = 17698500 \text{ N}$$

Sección 3

$$F_{yw} = 345 \text{ Mpa}$$

$$D = 1800 \text{ mm}$$

$$F_{yt} = 345 \text{ Mpa}$$

$$t_w = 12.5 \text{ mm}$$

$$F_{yc} = 345 \text{ Mpa}$$

$$b_{ft} = 550 \text{ mm}$$

$$b_{fc} = 350 \text{ mm}$$

$$t_{ft} = 38 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 32 \text{ mm}$$

$$P_{2p} = 18837000 \text{ N}$$

Entonces:

$$P_{2p} = 18837000 \text{ N}$$

Por tanto:

$$P = 12257000 \text{ N}$$

$$n = 111 \text{ studs}$$

El número de conectores que requiere la estructura compuesta es menor que el propuesto, por lo tanto queda conforme el diseño adoptado, garantizando un comportamiento monolítico.

3.1.2.2.8. Diseño de vigas diafragma.

Se analizará para los siguientes casos:

Caso I: Carga centrada

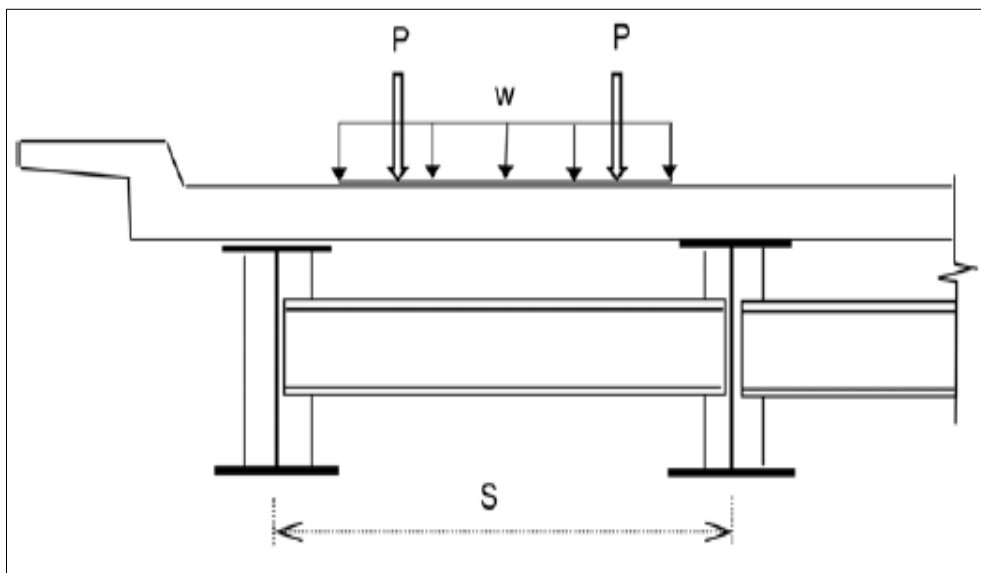


Figura 72: Ubicación de la carga viva centrada sobre el diafragma

Caso II: Carga excéntrica

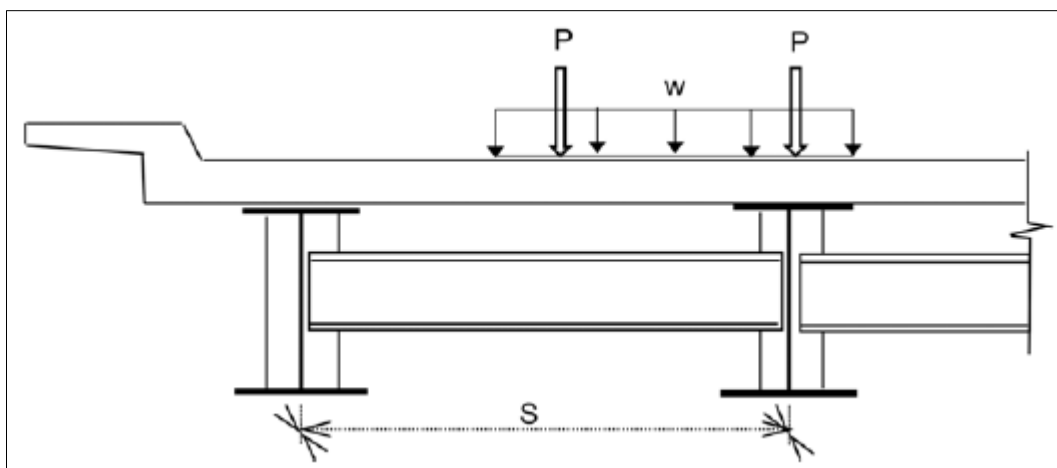


Figura 73: Ubicación de la carga viva excéntrica sobre el diafragma

Datos:

$$t_{LOSA} = 0.20 \text{ m}$$

$$S = 2.50 \text{ m}$$

$$P_{LL+IM} = 15.20 \text{ t}$$

$$w = 0.32 \text{ t/m}$$

Datos de la viga diafragma:

$$t_2 = 0.10 \text{ m}$$

$$t_3 = 0.60 \text{ m}$$

$$t_f = 0.0125 \text{ m}$$

$$t_w = 0.0125 \text{ m}$$

$$A = 1.00 \cdot 10^{-02} \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 4.60 \cdot 10^{-04} \text{ m}^4$$

$$r_x = 2.14 \cdot 10^{-01} \text{ m}$$

$$y_{tx} = 3.13 \cdot 10^{-01} \text{ m}$$

$$y_{bx} = 3.13 \cdot 10^{-01} \text{ m}$$

$$S_{tx} = 1.47 \cdot 10^{-03} \text{ m}^3$$

$$S_{bx} = 1.47 \cdot 10^{-03} \text{ m}^3$$

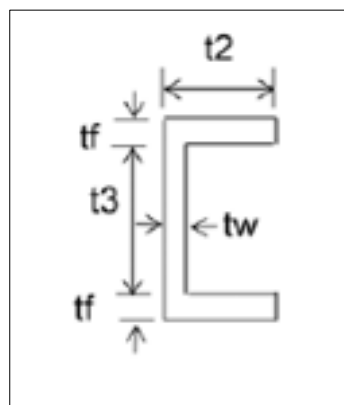


Figura 74: Sección de la Viga Diafragma

Cálculo de solicitaciones.

Peso propio

$$W_{DC} = 0.38 \text{ t/m}$$

Cortante por peso propio

$$V_{DC} = 0.47 \text{ t}$$

Momento por peso propio

$$M_{DC} = 0.30 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Cortante por carga viva

Caso I:

$$V_{LL} = 15.74 \text{ t}$$

Caso II:

$$V_{LL} = 7.97 \text{ t}$$

Para el estado límite de resistencia I

$$V_u = 28.14 \text{ t}$$

Momento por carga viva

Caso I:

$$M_{LL} = 5.58 \text{ t} - m$$

Caso II:

$$M_{LL} = 9.37 \text{ t} - m$$

$$M_u = 16.76 \text{ t}$$

Verificación del alma por cortante

Aplicando la fórmula (F.47) del marco teórico se tiene:

$$V_n = V_{cr}$$

$$V_{cr} = C * V_p$$

$$V_p = 0.58 F_{yw} D t_w$$

Donde:

D = 600.00 mm (profundidad del alma)

t_w = 12.500 mm (espesor del alma)

F_{yw} = 250 Mpa (resistencia de fluencia mínima especificada del alma)

E = 200000 Mpa (módulo de elasticidad del acero)

k = 5 (coeficiente de pandeo por corte)

El factor C depende de la geometría del Alma; por tanto aplicando las fórmulas, (F.49), (F.50), (F.51), del marco teórico se tiene:

Realizando operaciones:

$$D/t_w = 48.0$$

$$1.12 \sqrt{\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)} = 70.84$$

$$1.40 \sqrt{\left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right)} = 88.54$$

$$C = 1.00$$

Por tanto:

$$V_p = 108.8 \text{ t}$$

$$V_n = 108.8 \text{ t}$$

$$\phi_v * V_n = 108.8 \text{ t}$$

$$V_u = 28.14 \text{ t} < \phi_v * V_n = 108.8 \text{ t} \quad (\text{ok})$$

Resistencia a la flexión del ala de compresión

Resistencia al pandeo local

Esbeltez del Ala de Compresión

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{t_{fc}} = 8.00 < \lambda_{pf} = 10.80 \quad (\text{La sección es compacta})$$

$$F_{nc} = R_b \cdot R_h \cdot F_{yc}$$

$$R_b = 1.00$$

$$R_h = 1.00$$

$$F_{yc} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces reemplazando:

$$F_{nc} = 2500 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la flexión

$$M_n = F_{nc} \cdot S$$

$$M_n = 36.8 \text{ t-m}$$

$$M_r = 33.1 \text{ t-m} > M_u = 16.76 \text{ t-m} \quad (\text{ok})$$

3.1.2.2.9. Calculo de deflexiones.

Según el manual de diseño de puentes, se consideran los siguientes criterios:

La carga vehicular incluirá la carga dinámica permisible.

Todos los carriles de diseño serán cargados y todos los componentes de apoyo se deflectarán igualmente.

Para diseño de sección compuesta, la sección transversal deberá incluir el ancho total de la calzada y las partes estructuralmente continuas de las barandas, veredas y barreras.

Se usará la posición de carga viva de la combinación I de las cargas de servicio.

La deflación máxima por carga viva vehicular será $L/800$

Aplicando las definiciones del marco teórico, se procederá a realizar el cálculo de las deflexiones, tanto por cargas permanentes como por sobrecarga vehicular; los cuales deberán satisfacer los límites establecidos en el Manual del MTC como sigue:

a. Deflexiones por cargas permanentes

Deflexión por peso propio (DC1)

$$\Delta_{DC1} = \frac{5M_{DC1}L^2}{48EI}$$

Donde:

$$MDC1 = 50,007,543.91 \text{ kg-cm}$$

$$L = 4,700.00 \text{ cm}$$

$$E = 2,040,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 2,847,053.84 \text{ cm}^4$$

Entonces, en el centro de luz:

$$\Delta_{DC1} = 19.56 \text{ cm}$$

Deflexión por carga muerta (DC2)

$$\Delta_{DC2} = \frac{5M_{DC2}L^2}{48EI}$$

Donde:

$$MDC2 = 25,624,400.00 \text{ kg-cm}$$

$$L = 4,700.00 \text{ cm}$$

$$E = 2,040,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 4,921,844.49 \text{ cm}^4$$

Entonces, en el centro de luz:

$$\Delta_{DC2} = 5.87 \text{ cm}$$

Deflexión por superficie de rodadura (DW)

$$\Delta_{DW} = \frac{5M_{DW}L^2}{48EI}$$

Donde:

$$MDW = 4,556,062.50 \text{ kg-cm}$$

$$L = 4,700.00 \text{ cm}$$

$$E = 2,040,000.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 4,921,844.49 \text{ cm}^4$$

Entonces, en el centro de luz:

$$\Delta_{DW} = 1.04 \text{ cm}$$

b. Deflexiones por carga vehicular

Según el manual de diseño de puentes, para el cómputo de deflexiones se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño o con la suma de la sobrecarga distribuida más el 25% del camión del diseño.

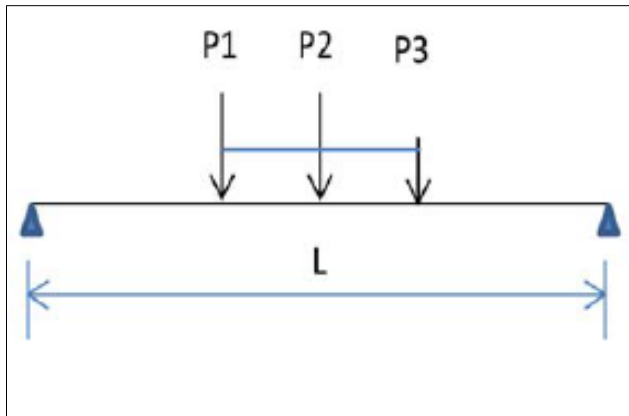


Figura 75: Distribución de S/C Vehicular en las Vigas

$E = 2,040,000.00 \text{ kg/cm}^2$ (camión de diseño)

$I = 6,729,009.33 \text{ cm}^4$

$L = 4,700.00 \text{ cm}$

Peso de la rueda delantera del camión

$P1 = 14,800.000 \text{ kg}$

$P2 = 14,800.000 \text{ kg}$

$P3 = 3,600.000 \text{ kg}$

$M_{ge} = 0.5$

$IM = 33.00 \%$

Deflexión por el camión de diseño:

Por superposición:

$Y1 = 1.48 \text{ cm}$ $Y2 = 1.55 \text{ cm}$ $Y3 = 0.36 \text{ cm}$

Deflexión por sobrecarga distribuida:

$w = 960.00 \text{ kg/m}$

$\Delta_w = 2.22 \text{ cm}$

Deflexión por el camión de diseño:

$\Delta_{LL+IM} = 3.39 \text{ cm}$

Deflexión por sobrecarga dist. + 25% camión de diseño:

$\Delta_{LL+IM} = 3.07 \text{ cm}$

$\Delta_{LL \text{ adm}} = 5.88 \text{ cm}$

Se observa que la deflexión por carga viva es menor que la deflexión máxima admisible.

c. Deflexión total

La deformación total será:

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \Delta_{\text{DC1}} + \Delta_{\text{DC2}} + \Delta_{\text{DW}} + \Delta_{\text{LL}}$$

En el centro de luz:

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = 29.86 \text{ cm}$$

d. Contraflecha

$$\text{CF} = 29.86 \text{ cm}$$

Adoptamos:

$$\text{CF} = 30.00 \text{ cm}$$

Se dotara de una contraflecha a la superestructura a fin de contrarrestar los efectos de las deflexiones.

Cuadro 28.

Contraflecha

CONTRAFLECHA (mm)					
Ubicación de la contraflecha					
0.0 m	4.7 m	9.4 m	14.1 m	18.8 m	23.5 m
0.0	108.0	192.0	252.0	288.0	300.0

Fuente: Elaboración propia

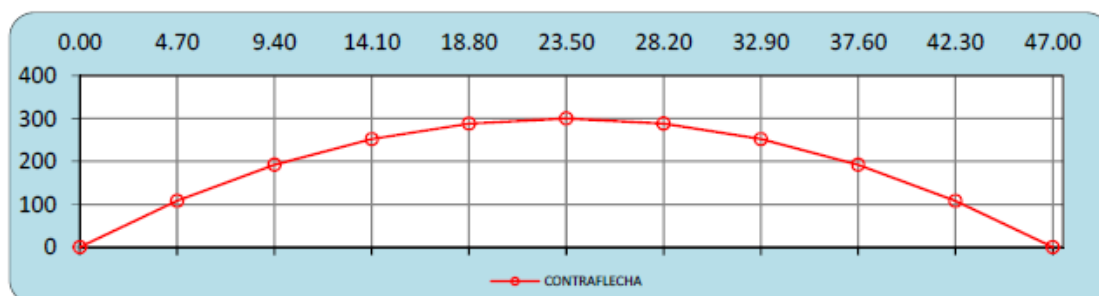


Figura 76: Contraflecha

3.1.2.2.10. Diseño de aparatos de apoyo.

Se procederá a calcular la reacción que se genera en cada viga, dichas reacciones serán transmitidas a la subestructura a través de los aparatos de apoyo:

a. Reacción en el apoyo

Por efecto de cargas muertas

Viga exterior

$$R_D = 669.48 \text{ kN}$$

Viga interior

$$R_D = 489.35 \text{ kN}$$

Por efecto de sobrecargas

Viga exterior

$$R_L = 370.13 \text{ kN}$$

Viga interior

$$R_L = 536.92 \text{ kN}$$

Reacción total

Viga exterior

$$R_T = 1039.61 \text{ kN}$$

Viga interior

$$R_T = 1026.27 \text{ kN}$$

De lo expuesto en el marco teórico, se utilizará apoyos de neopreno con placas de acero por su buen comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia y menor deterioro a condiciones ambientales.

Cuadro 29.

Propiedades del material

Dureza	Modulo de corte del elastómero (Mpa)			
Neopreno	G _{mín}	G _{prom}	G _{máx}	k
60	0.91	1.145	1.38	0.6

Fuente: Puentes y obras de arte-Arturo Rodríguez Serquén

Creep (C = 75%)

Variación de temperatura ($\Delta T = 20.00^\circ\text{C}$)Coeficiente de dilatación térmica ($\alpha = 1.17\text{E} - 05 / ^\circ\text{C}$)Esfuerzo de fluencia de la plancha de refuerzo ($F_y = 36.00 \text{ KSI}$)Angulo de rotación por cargas permanentes ($\Theta_D = 0.014713 \text{ rad}$)Angulo de rotación por sobrecargas ($\Theta_L = 0.002217 \text{ rad}$)**Área de neopreno****Área requerida de neopreno**

Usamos la fórmula: (F.78)

Tomando en cuenta que: $\sigma_{ct} \leq 11 \text{ Mpa}$ 1.1 KN/cm^2

$$\text{Área:} \quad A = RT/\sigma_{ct} = 932.98 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$W = 55.00 \text{ cm}$$

$$L = 32.50 \text{ cm}$$

$$A = 1787.50 \text{ cm}^2$$

Esfuerzo de compresión promedio causado por la carga muerta y viva sin incluir impacto

$$\text{Carga total:} \quad \sigma_s = RT/A = 5.74 \text{ Mpa}$$

Carga viva: $\sigma_L = RL/A = 3.00 \text{ Mpa}$

Condición de diseño:

$$\sigma_s \leq 1.66G.S \leq 11 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_L \leq 0.66G.S$$

Factor de forma mínimo: $S \geq 5.00$

Espesor de una capa de neopreno (F.77):

$$h_{ri} \leq \frac{L.W}{2S(L+W)}$$

$$h_{ri} \leq 2.04 \text{ cm}$$

Entonces usamos: $h_{ri} = 2.00 \text{ cm}$

Factor de forma (F.77):

$$S \leq \frac{L.W}{2h_{ri}(L+W)}$$

$$S = 5.11 \text{ ok}$$

Determinación de esfuerzos

Esfuerzo de compresión por efecto de cargas permanentes y sobrecargas (F.78).

$$\sigma_s \leq 1.66G.S \leq 11 \text{ Mpa}$$

$$5.74 \text{ Mpa} \leq 7.71 \text{ Mpa} \text{ ok}$$

Esfuerzo a compresión por efecto de sobrecarga (F.79).

$$\sigma_L \leq 0.66G.S$$

$$3.00 \text{ Mpa} \leq 3.07 \text{ Mpa} \text{ ok}$$

Espesor de neopreno

El movimiento horizontal de la superestructura del puente, Δh , será tomada como la máxima deformación posible causado por el flujo plástico, contracción y postensionamiento, combinado con los efectos térmicos.

Desplazamientos:

Por efecto de la temperatura

$$\Delta L1 = \alpha * \Delta T * L = 1.10 \text{ cm}$$

Por flujo plástico del concreto

$$\Delta L2 = \epsilon * L = 1.41 \text{ cm}$$

Desplazamiento total

$$\Delta L = \gamma_{TU} * (\Delta L1 + \Delta L2) = 3.01 \text{ cm}$$

Espesor mínimo del neopreno (F.80):

$$h_{rt} = 2\Delta L = 6.02 \text{ cm (espesor total)}$$

Espesor de una capa de neopreno:

$$h_{ri} = 2.00 \text{ cm}$$

Nº de capas interiores:

$$N^\circ = 5.00$$

Usamos:

$$h_{rt} = 12.00 \text{ cm}$$

Deflexión instantánea a compresión

La deflexión instantánea δ , se puede evaluar como:

$$\delta = \sum \epsilon_i * h_{ri}$$

Donde:

ϵ_i = Deformación a compresión instantánea de la capa de neopreno h_{ri} .

h_{ri} = Espesor de la capa de neopreno (mm)

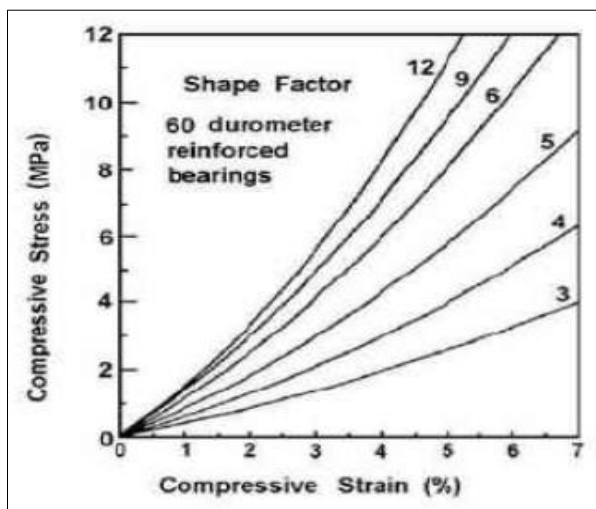


Figura 77: Curvas esfuerzo – deformación

$$\sigma_s = 5.74 \text{ Mpa} \rightarrow \epsilon = 5.03\%$$

$$\delta = 6.04 \text{ mm}$$

Capacidad de rotación de apoyo

$$\theta_{\text{máx}} = \frac{2\delta}{L} = 0.037165 \text{ rad}$$

$$\theta_s = \theta_D(1 + \text{creep}) + \theta_L + \theta_I = 0.022079 \text{ rad}$$

$$\theta_I = \pm 0.00 \quad (\text{incertidumbre})$$

Cumple con la dirección de giro máximo.

Combinación de rotación y compresión

Condición de no levantamiento (F.81):

$$\sigma_{UP, MIN} = 5.68 \text{ Mpa} < \sigma_s = 5.74 \text{ Mpa} \quad \text{Ok}$$

Condición que limita la excesiva compresión (F.82):

$$\sigma_{C, MAX} = 7.02 \text{ Mpa} > \sigma_s = 5.74 \text{ Mpa} \quad \text{Ok}$$

Estabilidad

$$\sigma_{cr} = 7.35 \text{ Mpa} > \sigma_s = 5.74 \text{ Mpa} \quad \text{Ok}$$

Placas de refuerzo

Estado límite de servicio (F.85):

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{F_y}$$

$H_{max} = 20 \text{ mm}$

$F_y = 250 \text{ Mpa}$

$$h_s \geq 1.38 \text{ mm}$$

Estado límite de fatiga (F.86):

$$h_s \geq \frac{2 \cdot h_{max} \cdot \sigma_s}{\Delta F_{TH}}$$

$$\Delta F_{TH} = 165 \text{ Mpa}$$

Esfuerzo de fatiga categoría A (AASHTO, elementos planos)

$$h_s \geq 0.73 \text{ mm}$$

Entonces usamos: $h_s = 4 \text{ mm}$

Resumen

Ancho del apoyo (transversal) $w = 550 \text{ mm}$

Longitud de apoyo $L = 325 \text{ mm}$

Nº de capas interiores de neopreno $N_i = 5$

Espesor de neopreno interior $h_{ri} = 20 \text{ mm}$

Nº de capas exterior de neopreno $N_e = 2$

Espesor de neopreno exterior $h_{re} = 10 \text{ mm}$

Nº de capas de refuerzo $N_s = 6$

Espesor de neopreno exterior $h_s = 4 \text{ mm}$

Espesor neto $h_n = 120 \text{ mm}$

Espesor total $h_t = 144 \text{ mm}$

3.1.2.3. Diseño del estribo margen izquierda

3.1.2.3.1 Generalidades

Se describen los criterios y procedimientos utilizados en el análisis y diseño estructural y la batería de pilotes utilizada como cimentación del puente.

3.1.2.3.2 Predimensionamiento

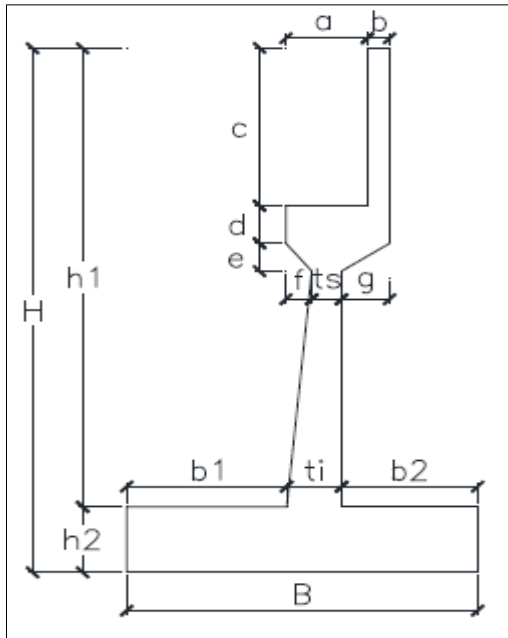


Figura 78: Predimensionamiento del estribo

$H = 6.00$ (Dato)

$t_i = t_s = H/12 = 6.00 / 12 = 0.50 \text{ m}$

$B = 0.7 H = 0.7 (6.0) = 4.2$, entonces consideramos: $B = 5.00$

De la figura: $b_1 + b_2 + t_i = B$

$b_1 + b_2 + 0.50 = 5.00$

$b_1 + b_2 = 4.50$

Considerando $b_1 = b_2 = b$

Entonces

$2b = 4.50$

$b = 2.25$

$b_1 = b_2 = b = 2.25$

$h_2 = H/10 = 6.00/10 = 0.60$

Considerando un factor de seguridad de 2, para lograr una mayor estabilidad

$h_2 = 2 (0.60) = 1.20 \text{ m}$

De la figura: $h_1 = H - h_2$

$h_1 = 6.00 - 1.20$

$h_1 = 4.80 \text{ m}$

Hay otras dimensiones que adicionamos en el resumen del predimensionamiento; dichos valores fueron tomados por recomendaciones del Manual de Diseño de puentes, y según referencias de trabajos hechos anteriormente.

Resumen del predimensionamiento:

Altura total del estribo	H	=	6.00	m
Altura de elevación	h1	=	4.80	m
Altura de cimentación	h2	=	1.20	m
Ancho de base de cimentación	B	=	5.00	m
Talón anterior	b1	=	2.25	m
Talón posterior	b2	=	2.25	m
Espesor de pantalla inferior	ti	=	0.50	m
Espesor de pantalla superior	ts	=	0.50	m
Otras dimensiones	a	=	1.10	m
	b	=	0.30	m
	c	=	2.50	m
	d	=	0.60	m
	e	=	0.00	m
	f	=	0.30	m
	g	=	0.60	m

3.1.2.3.3 Propiedades de los materiales a utilizar

Concreto

Resistencia a la compresión

$$f_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_c = 2.1737\text{E}+05 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia a la compresión

$$f_c = 280.00 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_c = 2.5100\text{E}+5 \text{ kg/cm}^2$$

Peso específico

$$\gamma_C = 2.50 \text{ Tn/m}^3$$

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia

$$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Módulo de elasticidad

$$E_s = 2.1\text{E}+06 \text{ kg/cm}^2$$

Material de relleno

Peso específico

$$\gamma_r = 1.80 \text{ Tn/m}^3$$

Angulo de fricción:

$$\Phi_r = 33.00^\circ$$

3.1.2.3.4 Características de la estructura

Geometría

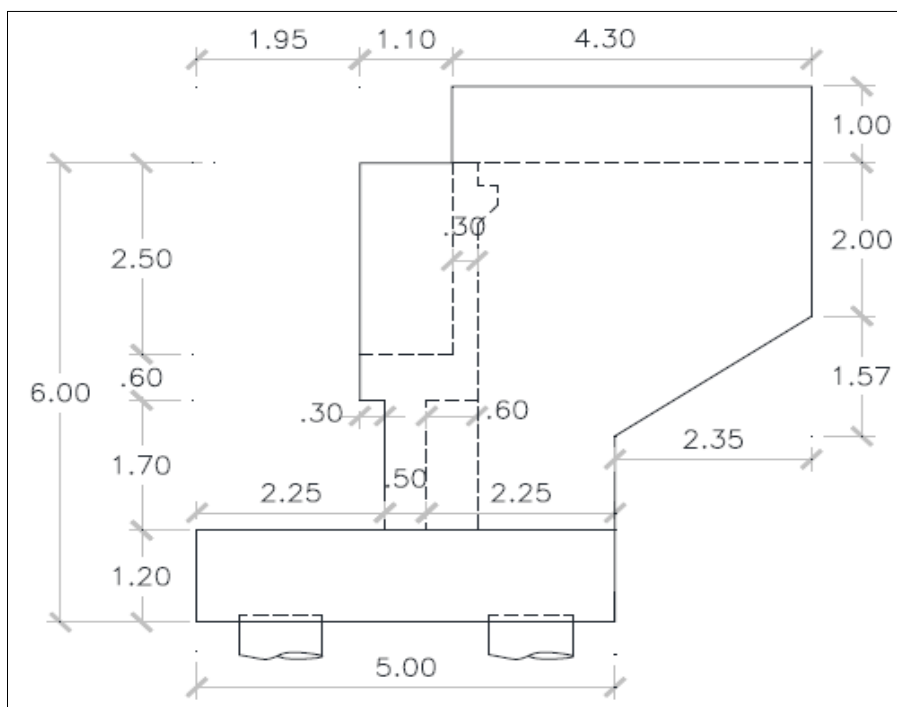


Figura 79: Vista en elevación del estribo

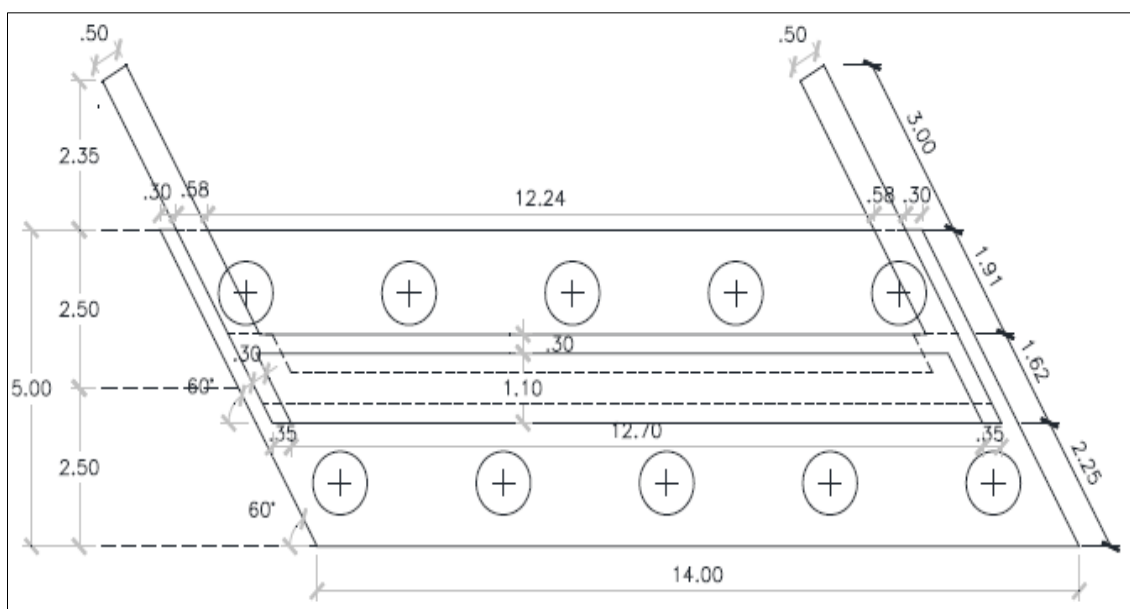


Figura 80: Vista en planta del estribo

Estribo

Espesor de pantalla = 0.50 m

Espesor de parapeto = 0.30 m

Viga Cabezal:

Ancho = 1.40 m

Alto = 0.60 m

Espesor de aleros = 0.50 m

Espesor de zapata = 1.20 m

3.1.2.3.5 Consideraciones de cálculo

El modelo se ha realizado utilizando el SAP 2000, donde se ha utilizado elementos tipo Shell para representar el encepado y cuerpo del estribo y muros laterales. Los pilotes se analizaron con elementos tipo Frame apoyados horizontalmente en un medio elástico (a partir de los 4.00 m por debajo del fondo de cimentación) y verticalmente solo restricción vertical. Se utilizó un coeficiente de reacción horizontal constante de 2 kg/cm²/cm.

3.1.2.3.6 Parámetros de diseño

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ elevaciones estribo.

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ cimentación estribos y pilotes.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ límite de fluencia del acero de refuerzo.

$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ peso específico del concreto.

$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$ peso específico del material de relleno.

$\gamma_a = 1000 \text{ kg/m}^3$ peso específico del agua.

$\phi = 33^\circ$ ángulo de fricción del material de relleno.

HL-93 Sobrecarga.

3.1.2.3.7 Análisis estructural**a. Modelo en SAP 2000**

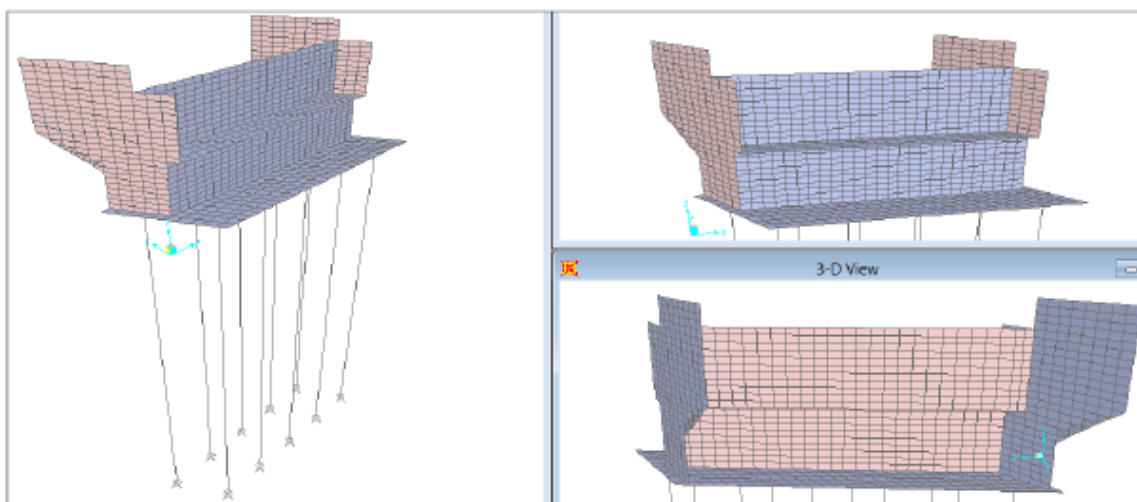


Figura 81: Modelamiento del estribo en SAP 2000

b. Combinaciones de carga

Servicio:

$$S=n [1.00DC+1.00DW+1.00EV+1.00LS+1.00 (LL+IM)+ 1.00FR+ 1.00BR+ 1.00EH+ 1.00ES]$$

Resistencia:

$$R1-a=n [1.25DC+1.50DW+1.35EV+1.75LS+1.75 (LL+IM)+ 1.00FR+ 1.75BR+ 1.50EH +1.75ES]$$

$$R1-b= n [0.90DC+0.65DW+1.00EV+1.75LS+1.75 (LL+IM) + 1.00FR+ 1.75BR+ 0.90EH+1.75ES]$$

Donde:

DC = Cargas muertas estructurales y no estructurales

DW = Cargas muerta de la superficie de rodadura

EV = Presión vertical del relleno

LS = Carga viva superficial

LL = Carga viva vehicular

IM = Carga de impacto

FR = Fuerza de fricción

BR = Fuerza de frenado vehicular

EH = Presión de tierra horizontal

ES = Presión de tierra horizontal por sobrecarga

c. Resultados del análisis estructural

Estribos

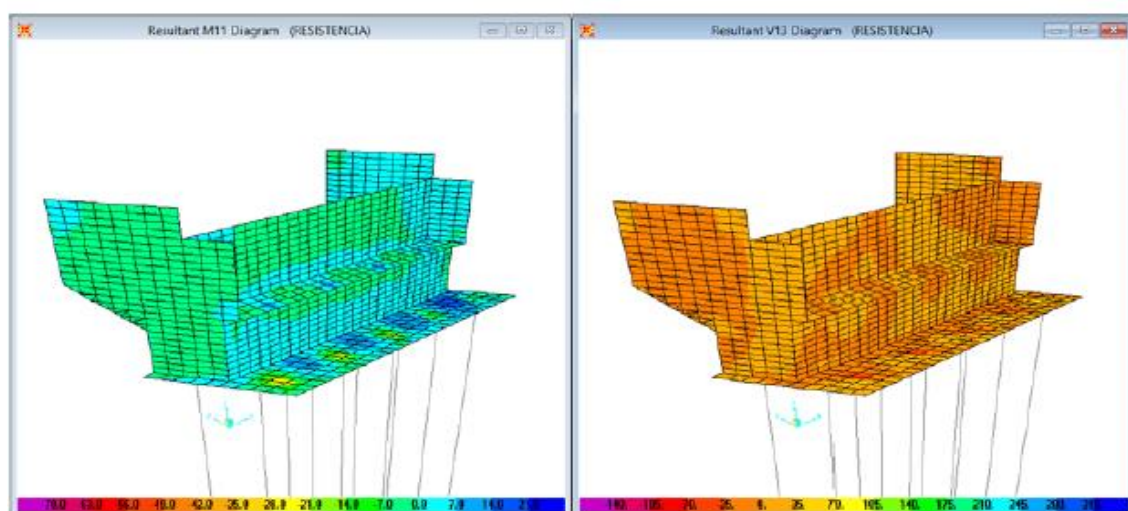


Figura 82: Momentos y Cortantes Máximos de Diseño (M11, V13)

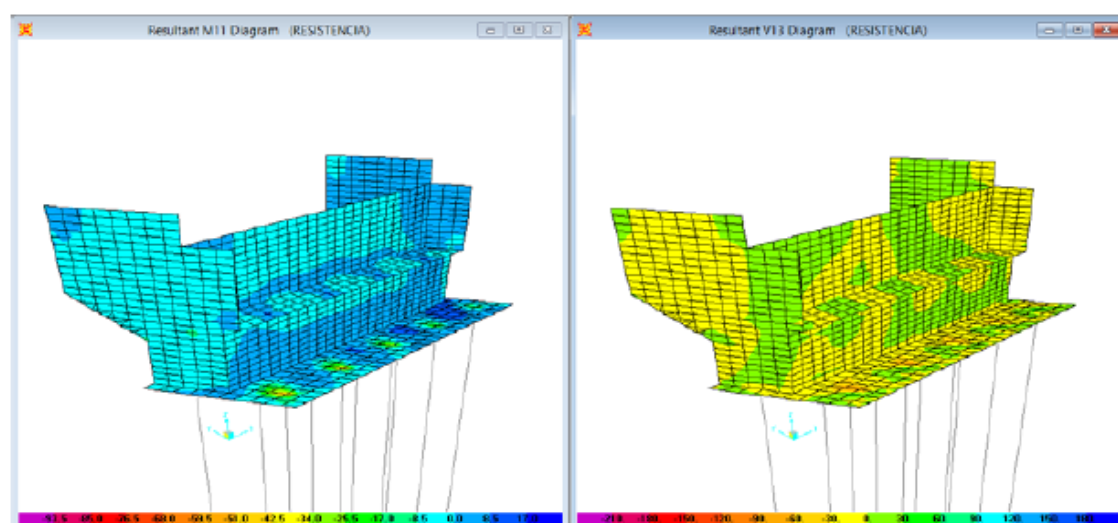


Figura N° 83: Momentos y Cortantes Mínimas de Diseño (M11, V13)

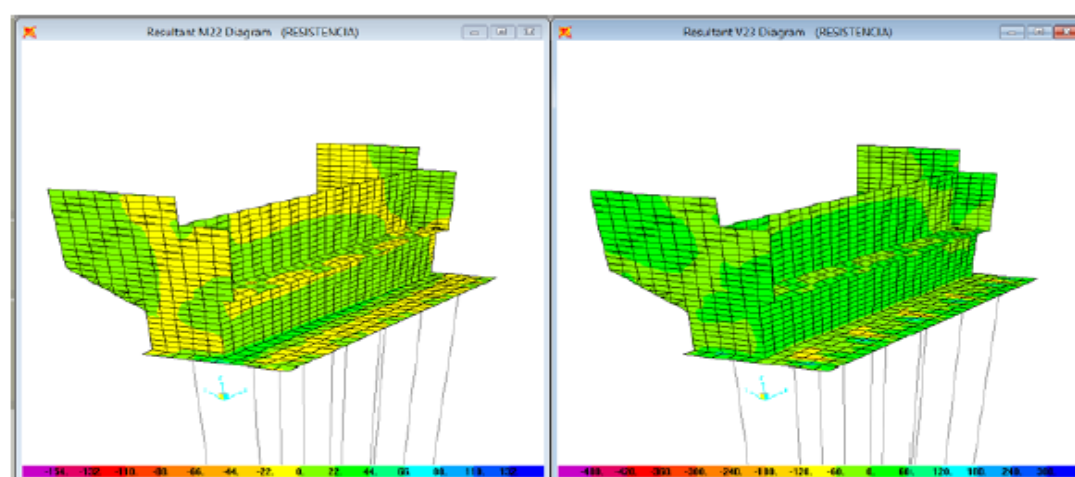


Figura 84: Momentos y Cortantes Máximos de Diseño (M22, V23)

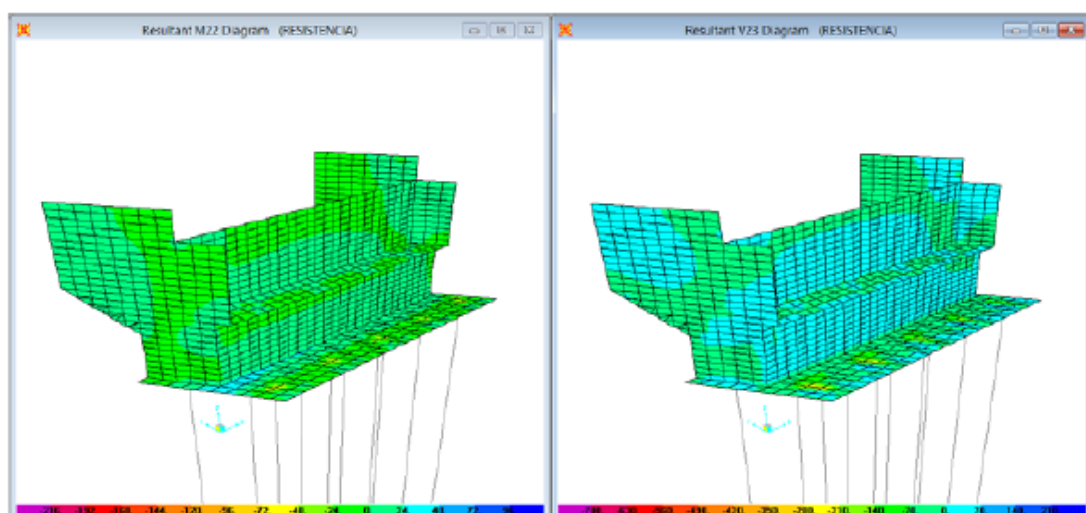


Figura 85: Momentos y Cortantes Mínimas de Diseño (M22, V23)

Pilotes

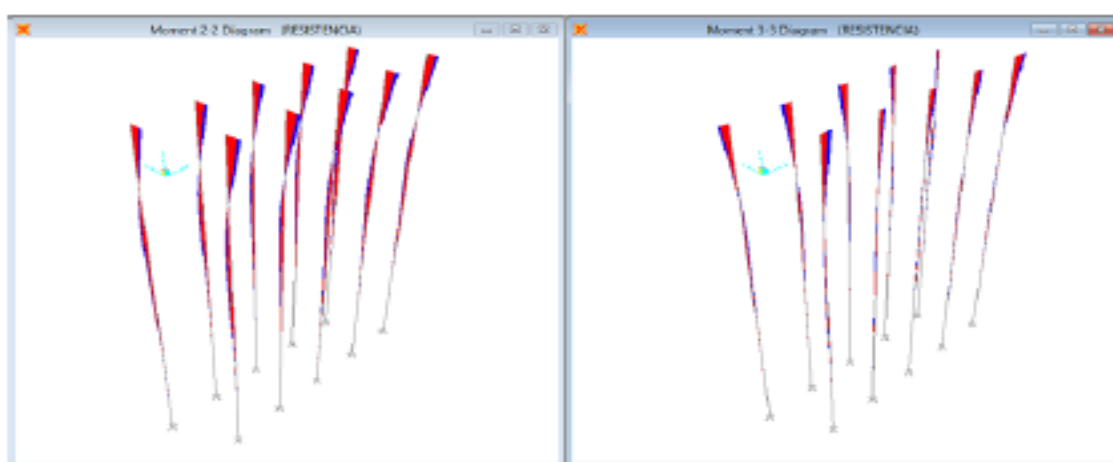


Figura 86: Envolvente de Momentos (M22, M33)

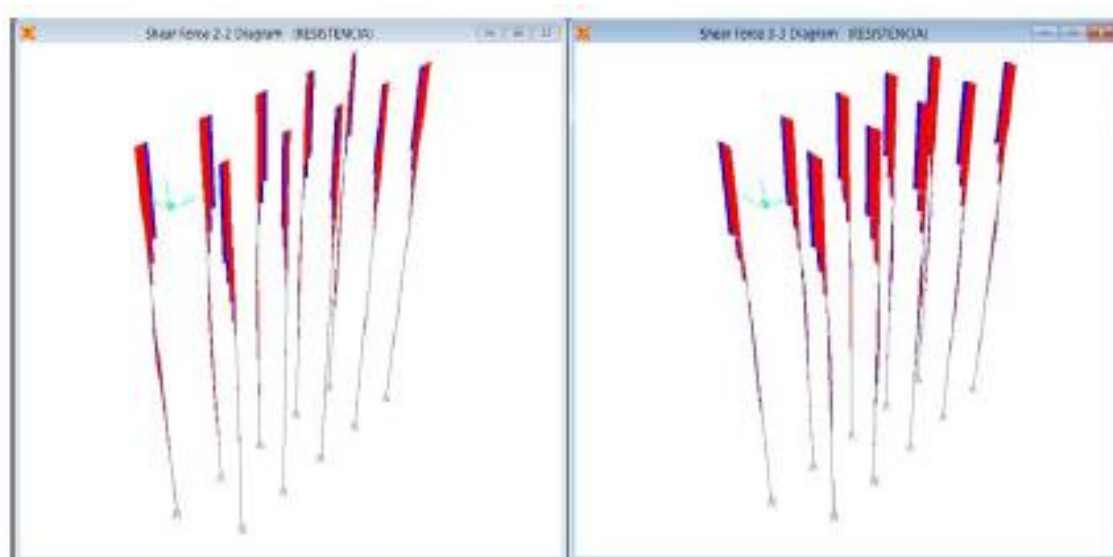


Figura 87: Envolvente de Cortantes (V22, V33)

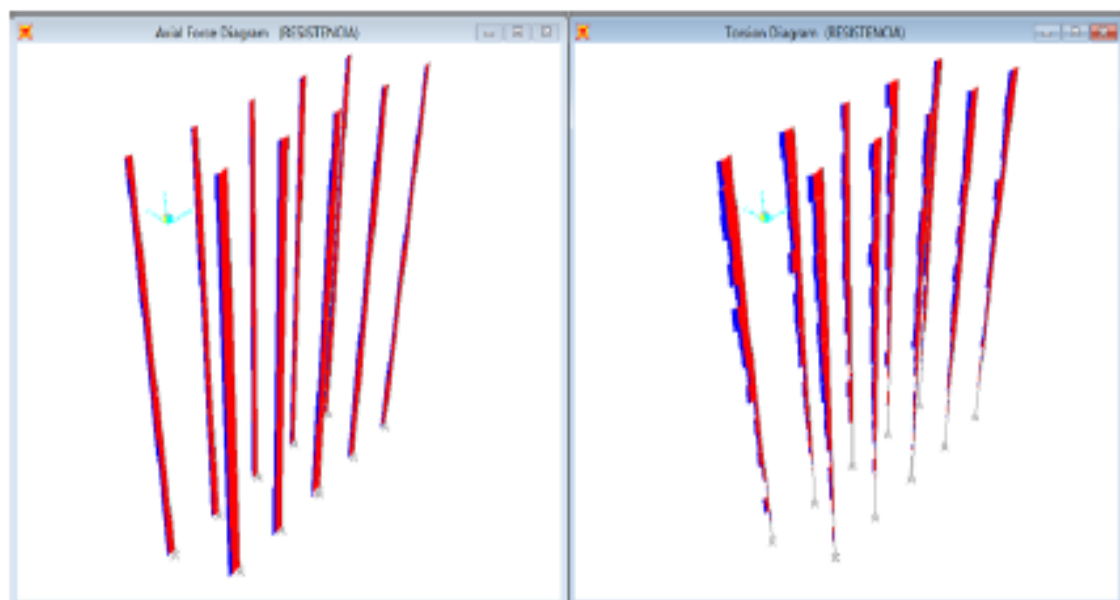


Figura 88: Diagrama de Fuerza Axial y Momento Torsor

Cuadro 30.

Momentos de diseño del estribo

ESTRIBO		MOMENTO (t-m/m)
Pantalla	Cara anterior (Hor)	2.617
	Cara anterior (Vert)	4.021
	Cara posterior (Hor)	3.697
	Cara posterior (Vert)	17.319
Parapeto	Cara anterior (Hor)	3.535
	Cara anterior (Vert)	4.058
	Cara posterior (Hor)	7.734
	Cara posterior (Vert)	3.917
Aleros	Cara anterior (Hor)	1.174
	Cara anterior (Vert)	6.780
	Cara posterior (Hor)	19.642
	Cara posterior (Vert)	17.564
Viga Cabezal	Cara superior (Long)	6.371
	Cara superior (transv)	6.105
	Cara inferior (Long)	21.715
	Cara inferior (transv)	13.249
Zapata	Cara superior (Long)	59.730
	Cara superior (transv)	66.342
	Cara inferior (Long)	24.109
	Cara inferior (transv)	56.763

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 31.

Momentos de diseño de Pilotes

PILOTES		Momento flector (t-m)	Fuerza cortante (t)	Fuerza axial (t)
Resistencia- Ia	Superior	-97.891	-27.637	-197.68
	Inferior	0.000	-0.255	-242.16
Resistencia- Ib	Superior	-69.713	-19.628	-146.89
	Inferior	0.000	-0.179	-178.92

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 32.

Cortantes de diseño del estribo

ESTRIBO		CORTANTE (t/m)
Pantalla	V13	11.119
	V23	17.544
Parapeto	V13	11.392
	V23	10.435
Aleros	V13	28.219
	V23	26.635
Viga Cabezal	V13	28.122
	V23	25.770
Zapata	V13	81.410
	V23	155.91

Fuente: Elaboración propia

3.1.2.3.8 Diseño del refuerzo**a. Diseño de la pantalla**

Refuerzo horizontal (cara anterior)

$$M_u = 2.62 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 3.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 21.72$$

$$a = 0.50 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo vertical (cara anterior)

$$M_u = 4.02 \text{ t} - \text{m}$$

$$a = 0.77 \text{ cm}$$

$$M_{u_{diseño}} = 5.36 \text{ t} - \text{m}$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$k_w = 33.37$$

$$A_{s \text{ máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo Horizontal (cara posterior)

$$M_u = 3.70 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u \text{ diseño}} = 4.93 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 30.68$$

$$a = 0.70 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo vertical (cara posterior)

$$M_u = 17.32 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u \text{ diseño}} = 17.32 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 107.81$$

$$a = 2.52 \text{ cm}$$

$$A_s = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 10.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 3/4" @ 0.25 \text{ m}$$

Verificación por cortante

Cortante de diseño:

$$V_u = 17.54 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\Phi \cdot V_c = \Phi * 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\Phi = 0.90$ (factor de reducción de resistencia por corte)

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$b_w = 100 \text{ cm}$ (ancho)

$d = 44.00 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$$\Phi V_c = 30.41 \text{ t}$$

Por tanto:

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{conforme})$$

b. Diseño del parapeto

Refuerzo horizontal (cara anterior)

$$Mu = 3.54 \text{ t} - \text{m}$$

$$Mu_{diseño} = 4.71 \text{ t} - \text{m}$$

$$a = 1.26 \text{ cm}$$

$$Ast = 4.50 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$As = 5.33 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical (cara anterior)

$$Mu = 4.06 \text{ t} - \text{m}$$

$$Mu_{diseño} = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$a = 1.39 \text{ cm}$$

$$Ast = 4.50 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$As = 5.92 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Horizontal (cara posterior)

$$Mu = 7.73 \text{ t} - \text{m}$$

$$Mu_{diseño} = 7.73 \text{ t} - \text{m}$$

$$a = 2.10 \text{ cm}$$

$$Ast = 4.50 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$As = 8.91 \text{ cm}^2$$

Refuerzo vertical (cara posterior)

$$Mu = 3.92 \text{ t} - \text{m}$$

$$Mu_{diseño} = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$a = 1.39 \text{ cm}$$

$$Ast = 4.50 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$As = 5.92 \text{ cm}^2$$

Verificación por cortante

Cortante de diseño:

$$Vu = 11.39 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

$$1.2Mcr = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$kw = 29.34$$

$$As = 5.33 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 38.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

$$1.2Mcr = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$kw = 32.47$$

$$As = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 38.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

$$1.2Mcr = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$kw = 48.14$$

$$As = 8.91 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 38.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m}$$

$$1.2Mcr = 5.22 \text{ t} - \text{m}$$

$$kw = 32.47$$

$$As = 5.92 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 38.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.20 \text{ m}$$

$$\Phi \cdot V_c = \Phi * 0.53\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\Phi = 0.90$ (factor de reducción de resistencia por corte)

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$b_w = 100 \text{ cm}$ (ancho)

$d = 24.00 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$\Phi V_c = 16.59 \text{ t}$

Por tanto:

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{conforme})$$

c. Diseño de aleros

Refuerzo horizontal (cara anterior)

$$M_u = 1.17 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u\text{diseño}} = 1.57 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 9.74$$

$$a = 0.22 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo vertical (cara anterior)

$$M_u = 6.78 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u\text{diseño}} = 9.04 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 56.27$$

$$a = 1.30 \text{ cm}$$

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.25 \text{ m}$$

Refuerzo horizontal (cara posterior)

$$M_u = 19.64 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u\text{diseño}} = 19.64 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 122.27$$

$$a = 2.87 \text{ cm}$$

$$A_s = 12.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 12.21 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.15 \text{ m}$$

Refuerzo vertical (cara posterior)

$$M_u = 17.56 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 14.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 17.56 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 109.33$$

$$a = 2.56 \text{ cm}$$

$$A_s = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 70.70 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 10.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.15 \text{ m}$$

Verificación por cortante

Cortante de diseño:

$$V_u = 28.22 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\Phi \cdot V_c = \Phi * 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\Phi = 0.90$ (factor de reducción de resistencia por corte)

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$b_w = 100 \text{ cm}$ (ancho)

$d = 44.00 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$$\Phi V_c = 30.41 \text{ t}$$

Por tanto:

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{conforme})$$

d. Diseño de viga cabezal

Refuerzo superior (longitudinal)

$$M_u = 6.37 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 20.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 8.49 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 52.88$$

$$a = 0.99 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 86.76 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.20 \text{ m}$$

Refuerzo superior (transversal)

$$M_u = 6.11 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 20.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 8.14 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 50.67$$

$$a = 0.95 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 86.76 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m}$$

Refuerzo inferior (longitudinal)

$$M_u = 21.72 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 20.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 21.72 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 135.17$$

$$a = 2.56 \text{ cm}$$

$$A_s = 10.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 86.76 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 10.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 5/8" @ 0.175 \text{ m}$$

Refuerzo inferior (transversal)

$$M_u = 13.25 \text{ t} - \text{m}$$

$$1.2M_{cr} = 20.87 \text{ t} - \text{m}$$

$$M_{u_{diseño}} = 17.67 \text{ t} - \text{m}$$

$$k_w = 109.96$$

$$a = 2.08 \text{ cm}$$

$$A_s = 8.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ máx}} = 86.76 \text{ cm}^2$$

Por tanto:

$$A_s = 9.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } \emptyset 1/2" @ 0.15 \text{ m}$$

Verificación por cortante

Cortante de diseño:

$$V_u = 28.12 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\Phi \cdot V_c = \Phi * 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\Phi = 0.90$ (factor de reducción de resistencia por corte)

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$b_w = 100 \text{ cm}$ (ancho)

$d = 54.00 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$$\Phi V_c = 37.33 \text{ t}$$

Por tanto:

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{conforme})$$

e. Diseño de zapata

Refuerzo superior (longitudinal)

$$\mathbf{Mu = 59.73 \, t - m}$$

$$\mathbf{Mu_{diseño} = 79.64 \, t - m}$$

$$\mathbf{a = 3.60 \, cm}$$

$$\mathbf{Ast = 18.00 \, cm^2}$$

Por tanto:

$$\mathbf{As = 20.42 \, cm^2}$$

$$\mathbf{1.2Mcr = 96.38 \, t - m}$$

$$\mathbf{kw = 371.80}$$

$$\mathbf{As = 20.42 \, cm^2}$$

$$\mathbf{As \, máx = 224.94 \, cm^2}$$

$$\mathbf{Usar: \, \emptyset 1'' @ 0.25 \, m}$$

Refuerzo superior (transversal)

$$\mathbf{Mu = 66.34 \, t - m}$$

$$\mathbf{Mu_{diseño} = 88.46 \, t - m}$$

$$\mathbf{a = 4.01 \, cm}$$

$$\mathbf{Ast = 18.00 \, cm^2}$$

Por tanto:

$$\mathbf{As = 22.72 \, cm^2}$$

$$\mathbf{1.2Mcr = 96.38 \, t - m}$$

$$\mathbf{kw = 412.96}$$

$$\mathbf{As = 22.72 \, cm^2}$$

$$\mathbf{As \, máx = 224.94 \, cm^2}$$

$$\mathbf{Usar: \, 2\emptyset 3/4'' @ 0.25 \, m}$$

Refuerzo inferior (longitudinal)

$$\mathbf{Mu = 24.11 \, t - m}$$

$$\mathbf{Mu_{diseño} = 32.15 \, t - m}$$

$$\mathbf{a = 1.44 \, cm}$$

$$\mathbf{Ast = 18.00 \, cm^2}$$

Por tanto:

$$\mathbf{As = 18.00 \, cm^2}$$

$$\mathbf{1.2Mcr = 96.38 \, t - m}$$

$$\mathbf{kw = 150.07}$$

$$\mathbf{As = 8.15 \, cm^2}$$

$$\mathbf{As \, máx = 224.94 \, cm^2}$$

$$\mathbf{Usar: \, \emptyset 1'' @ 0.25 \, m}$$

Refuerzo inferior (transversal)

$$\mathbf{Mu = 56.76 \, t - m}$$

$$\mathbf{Mu_{diseño} = 75.68 \, t - m}$$

$$\mathbf{a = 3.42 \, cm}$$

$$\mathbf{Ast = 18.00 \, cm^2}$$

Por tanto:

$$\mathbf{As = 19.38 \, cm^2}$$

$$\mathbf{1.2Mcr = 96.38 \, t - m}$$

$$\mathbf{kw = 353.33}$$

$$\mathbf{As = 19.38 \, cm^2}$$

$$\mathbf{As \, máx = 224.94 \, cm^2}$$

$$\mathbf{Usar: \, 2\emptyset 3/4'' @ 0.25 \, m}$$

Verificación por cortante

Cortante de diseño:

$$V_u = 155.91 \text{ t}$$

Resistencia al corte del concreto

$$\Phi \cdot V_c = \Phi * 0.53 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

$\Phi = 0.90$ (factor de reducción de resistencia por corte)

$f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia a la compresión del concreto)

$b_w = 100 \text{ cm}$ (ancho)

$d = 105.00 \text{ cm}$ (peralte efectivo)

$$\Phi V_c = 83.81 \text{ t}$$

Resistencia al corte del refuerzo

$$\Phi \cdot V_s = \Phi A_v \cdot f_y \cdot d/s$$

$$A_v = 5.08 \text{ cm}^2 \quad \angle Ls \text{ } \emptyset 1/2 @ 0.25 + 0.25$$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$s = 25.00 \text{ cm}$

$$\Phi V_s = 80.65 \text{ t}$$

$$\Phi \cdot (V_c + V_s) = 164.46 \text{ t}$$

$$D/C = 0.95$$

Por tanto:

$$\Phi V_c > V_u \quad (\text{conforme})$$

3.1.2.4. Diseño de pilotes

3.1.2.4.1 Análisis de cargas

a. Cargas

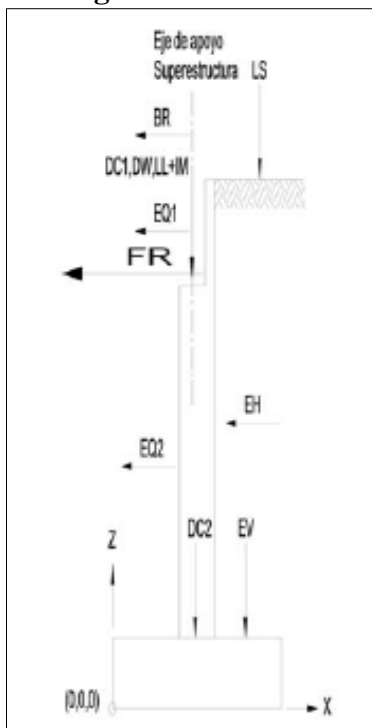


Figura 89: Modelo Usado para el Análisis de Cargas

Cuadro 33.

Cargas actuantes en el modelo usado

Cod.	Descripción	Fuerza		Ubicación	
		X	Z	X	Z
DC1	C.M. Superestructura		-214.56	2.50	
DC2	C.M subestructura		-333.841	2.87	
DW	C.M. Superficie de desgaste		-21.72	2.50	
EV	Peso del suelo		-186.67	4.05	
LS	C.V. Superficial		-19.02	5.00	
LL+IM	C.V Vehicular + Impacto		-106.12	2.50	
FR	Fuerza de Fricción	-4.73			3.50
BR	Fuerza de Frenado Vehicular	-5.31			7.80
EHa	Presión de la Tierra Horizontal Activo	-94.219			2.00
EHs	Presión de Tierra Horizontal por c.v.s	-19.17			3.00
EHq	Presión de Tierra Horizontal sismo	-22.58			3.60
EQ1	Sismo Superestructura	-45.06			4.70
EQ2	Sismo Subestructura	-70.11			1.74

Fuente: Elaboración propia

b. Análisis de Estabilidad**Estado Límite de Servicio I**

Cuadro 34.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
DC1	Superestructura	214.56	2.50	536.40	1.00	214.56	536.40
DC2	Subestructura	333.84	2.87	958.08	1.00	333.84	958.08
DW	Sup. Desgaste	21.72	2.50	54.30	1.00	21.72	54.30
EV	Relleno	186.67	4.05	755.38	1.00	186.67	755.38
LS	C.V. Superficial	19.02	5.00	95.11	1.00	19.02	95.11
LL+IM	HL-93	106.12	2.50	265.30	1.00	106.12	265.30
TOTAL						881.93	2664.57

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 35.

Fuerzas desestabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
FR	Fricción	4.73	3.50	16.54	1.00	4.73	16.54
BR	Frenado Vehic.	5.31	7.80	41.39	1.00	5.31	41.39
EHa	Empuje Activo	94.29	2.00	188.89	1.00	94.29	188.89
EHs	Empuje c.v.s	19.17	3.00	57.52	1.00	19.17	57.52
TOTAL						123.50	304.03

Fuente: Elaboración propia

Estado Límite de Resistencia I-a

Cuadro 36.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
DC1	Superestructura	214.56	2.50	536.40	1.25	268.20	670.50
DC2	Subestructura	333.84	2.87	958.08	1.25	417.30	1197.60
DW	Sup. Desgaste	21.72	2.50	54.30	1.50	32.58	81.45
EV	Relleno	186.67	4.05	755.38	1.35	252.00	1019.76
LS	C.V. Superficial	19.02	5.00	95.11	1.75	33.29	166.45
LL+IM	HL-93	106.12	2.50	265.30	1.75	185.71	464.28
TOTAL						1189.08	3600.03

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 37.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
FR	Fricción	4.73	3.50	16.54	1.00	4.73	16.54
BR	Frenado Vehic.	5.31	7.80	41.39	1.75	9.29	72.43
EHa	Empuje Activo	94.29	2.00	188.89	1.50	141.44	282.88
EHs	Empuje c.v.s	19.17	3.00	57.52	1.75	33.55	100.66
TOTAL						189.00	472.51

Fuente: Elaboración propia

Estado Límite de Resistencia I-b

Cuadro 38.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
DC1	Superestructura	214.56	2.50	536.40	0.90	193.10	482.76
DC2	Subestructura	333.84	2.87	958.08	0.90	400.45	862.27
DW	Sup. Desgaste	21.72	2.50	54.30	0.65	14.12	35.30
EV	Relleno	186.67	4.05	755.38	1.00	186.67	755.38
LS	C.V. Superficial	19.02	5.00	95.11	1.75	33.29	166.45
LL+IM	HL-93	106.12	2.50	265.30	1.75	185.71	464.28
TOTAL						913.34	2766.43

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 39.

Fuerzas Desestabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
FR	Fricción	4.73	3.50	16.54	1.00	4.73	16.54
BR	Frenado Vehic.	5.31	7.80	41.39	1.75	9.29	72.43
EHa	Empuje Activo	94.29	2.00	188.89	0.90	84.86	169.73
EHs	Empuje c.v.s	19.17	3.00	57.52	1.75	33.55	100.66
TOTAL						132.43	359.35

Fuente: Elaboración propia

Estado Límite de Evento Extremo I-a

Cuadro 40.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
DC1	Superestructura	214.56	2.50	536.40	1.25	268.20	670.50
DC2	Subestructura	333.84	2.87	958.08	1.25	417.30	1197.60
DW	Sup. Desgaste	21.72	2.50	54.30	1.50	32.58	81.45
EV	Relleno	186.67	4.05	755.38	1.35	252.00	1019.76
LS	C.V. Superficial	19.02	5.00	95.11	0.50	9.51	47.56
LL+IM	HL-93	106.12	2.50	265.30	0.50	53.06	132.65
TOTAL						1032.65	3149.51

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 41.

Fuerzas desestabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
FR	Fricción	4.73	3.50	16.54	1.00	4.73	16.54
BR	Frenado Vehic.	5.31	7.80	41.39	0.50	2.65	20.69
EHa	Empuje Activo	94.29	2.00	188.89	1.50	141.44	282.88
EHs	Empuje c.v.s	19.17	3.00	57.52	0.50	9.59	28.76
EHq	Empuje Sismo	22.58	3.60	81.29	1.00	22.58	81.29
EQ1	Sismo Superest.	45.06	4.75	214.02	1.00	45.06	214.02
EQ2	Sismo Subest.	70.11	1.74	121.66	1.00	70.11	121.66
TOTAL						296.15	765.84

Fuente: Elaboración propia

Estado Límite de Evento Extremo I-b

Cuadro 42.

Fuerzas estabilizadoras

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
DC1	Superestructura	214.56	2.50	536.40	0.90	193.10	482.76
DC2	Subestructura	333.84	2.87	958.08	0.90	300.45	862.27
DW	Sup. Desgaste	21.72	2.50	54.30	1.50	32.58	81.45
EV	Relleno	186.67	4.05	755.38	1.00	186.67	755.38
LS	C.V. Superficial	19.02	5.00	95.11	0.50	9.51	47.56
LL+IM	HL-93	106.12	2.50	265.30	0.50	53.06	132.65
TOTAL						775.38	2362.06

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 43: *Fuerzas desestabilizadoras*

Tipo de Carga	Descripción	Fuerza (t)	Brazo (m)	Momento (t-m)	Factores de Carga	Fuerza Final (t)	Momento Final (t-m)
FR	Fricción	4.73	3.50	16.54	1.00	4.73	16.54
BR	Frenado Vehic.	5.31	7.80	41.39	0.50	2.65	20.69
EHa	Empuje Activo	94.29	2.00	188.89	0.90	84.86	169.73
EHs	Empuje c.v.s	19.17	3.00	57.52	0.50	9.59	28.76
EHq	Empuje Sismo	22.58	3.60	81.29	1.00	22.58	81.29
EQ1	Sismo Superest.	45.06	4.75	214.02	1.00	45.06	214.02
EQ2	Sismo Subest.	70.11	1.74	121.66	1.00	70.11	121.66
TOTAL						239.57	652.69

Fuente: Elaboración propia

Cuadro 44.

Resumen de cargas

Descripción	Servicio I	Resistencia I-a	Resistencia I-b	Evento Extremo I-a	Evento Extremo I-b
Fuerzas Vert. (Fv)	881.93	1189.08	913.34	1032.65	775.38
Fuerzas Horiz. (Fh)	123.50	189.00	132.43	296.15	239.57
Momento Resist. (Mr)	2664.57	3600.03	2766.43	3149.51	2362.02
Momento de volteo (Mv)	304.03	472.51	359.35	765.84	652.09

Fuente: Elaboración propia

c. Cargas verticales en pilotes

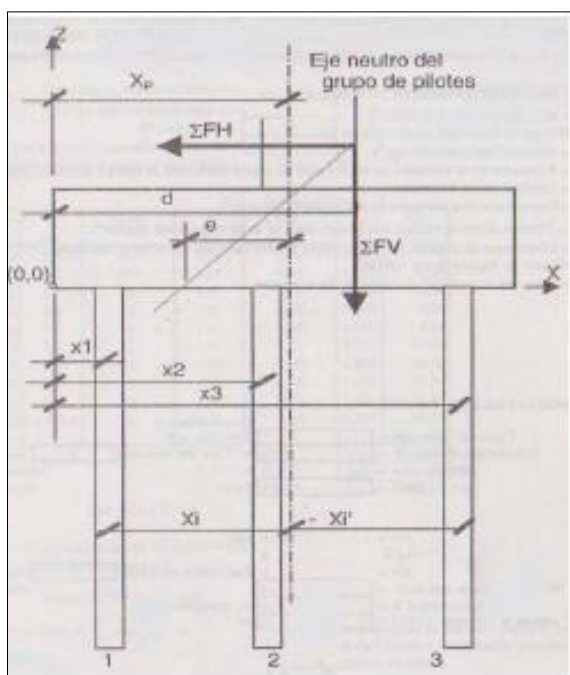


Figura 90: Cargas verticales en pilotes

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ Fuerzas Verticales (Fv)} &= 1189.08 \text{ t.} \\ \Sigma \text{ Fuerzas horizontales (Fh)} &= 189.00 \text{ t.} \\ \Sigma \text{ Momento Resistente (Mr)} &= 3600.03 \text{ t-m.} \\ \Sigma \text{ Momento de volteo (Mv)} &= 472.51 \text{ t-m.} \\ \text{N}^\circ \text{ de ejes de pilotes} &= m = 5.00 \\ \text{N}^\circ \text{ de pilotes} &= n = 2.00\end{aligned}$$

Fuerzas Actuantes por eje de Pilotes

$$\begin{aligned}\Sigma \text{ Fuerzas Verticales (Fv)} &= 237.82 \text{ t.} \\ \Sigma \text{ Fuerzas horizontales (Fh)} &= 37.80 \text{ t.} \\ \Sigma \text{ Momento Resistente (Mr)} &= 720.01 \text{ t-m.} \\ \Sigma \text{ Momento de volteo (Mv)} &= 94.50 \text{ t-m.}\end{aligned}$$

Entonces empleamos las siguientes formulas (F.102), (F.103), (F104.), (F105) mencionadas en el marco teórico

$$d = \frac{(\Sigma Mr - \Sigma Mv)}{\Sigma Fv} = 2.63 \text{ m}$$

$$Xp = \frac{\Sigma X_n}{n} = 2.50 \text{ m}$$

$$e = d - Xp = 0.13 \text{ m}$$

Cuadro 45.

Cargas de Componentes vertical

i	X_n (m)	X_i=X_p-X_n (m)	X_i² (m²)	M*X_i/ ΣX_i² (t)	V_i (t)
1	1.00	1.50	2.25	-10.32	108.59
2	4.00	-1.50	2.25	10.32	129.32
Total	5.00		4.50		237.821

Fuente: Elaboración propia

QR = 129.32 t

3.1.2.4.2 Capacidad geotécnica de pilotes excavados

El cálculo de la capacidad de carga para pilotes excavados (Drilled Shafts) de ha determinado de acuerdo a los criterios establecidos en la Especificación de Diseño de Puentes AASHTO LRFD.

La especificación indica que la resistencia reducida de los pilotes excavados ($R_r = \phi R_n$) debe ser calculada según las siguientes formulas (F.87), (F.88), (F.89).

$$R_R = \phi_{qp} R_P + \phi_{qs} R_S$$

$$R_P = q_p A_P$$

$$R_S = q_s A_s$$

Donde:

R_p = Resistencia nominal a la punta

R_s = Resistencia nominal por fricción lateral

ϕ_{qp} = Factor de reducción para resistencia por punta

ϕ_{qs} = Factor de reducción para resistencia por fricción

q_p = Resistencia de punta por unidad de área

q_s = Resistencia de fricción por unidad de área

A_p = Área de la punta del pilote excavado

A_s = Área de superficie lateral de pilote excavado

Resistencia en suelos cohesivos**Resistencia por fricción lateral**

Para determinar la resistencia nominal por fricción lateral de pilotes excavados en suelos cohesivos según el método “ α ” usamos las formulas (F.90), (F.91), (F.92):

$$q_s = \alpha S_u$$

En donde:

$$\alpha = 0.55, \text{ si } \frac{S_u}{P_a} \leq 1.5$$

$$\alpha = 0.55 - 0.1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right), \text{ si } 1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5$$

Donde:

S_u = Resistencia cortante no drenada (ksf)

α = Factor de adhesión (adim)

P_a = Presión atmosférica (2.12ksf)

Resistencia por punta

La resistencia nominal de pilotes por punta de pilotes excavados en suelos cohesivos según O'Neill y Reese (1999) está dado por las formulas (F.93), (F.94):

$$q_p = N_c S_u \leq 80$$

En donde:

$$N_c = 6 \left[1 + 0.2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9$$

Donde:

S_u = Resistencia cortante no drenada (ksf)

D = Diámetro del pilote excavado (ft)

Z = Profundidad del pilote excavado (ft)

Resistencia en suelos no cohesivos

Resistencia por fricción lateral

La resistencia nominal por fricción lateral de pilotes excavados en suelos cohesivos según el método “ β ” está dado por las formulas (F.95), (F.96), (F.97), (F.98):

$$q_s = \beta \sigma_v \leq 4.0, \quad \text{si} \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.2$$

Para suelos de naturaleza arenosa:

Si $N_{60} \geq 15$:

$$\beta = 1.5 - 0.135\sqrt{Z}$$

Si $N_{60} < 15$:

$$\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 0.135\sqrt{Z})$$

Para gravas arenosas

$$\beta = 2.0 - 0.06(Z)^{0.75}$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en el punto medio del estrato (ksf)

β = Coeficiente de transferencia de carga (adim)

Z = profundidad por debajo del nivel del terreno del punto medio del estrato (ft)

N₆₀ = Promedio de golpes SPT corregido por eficiencia de martillo (blows/ft)

Resistencia por punta

La resistencia nominal de pilotes por punta de pilotes excavados en suelos no cohesivos según O'Neill y Reese (1999) está dado por la formula (F.99):

$$\text{si: } N_{60} \leq 50, \quad \text{entonces: } q_p = 1.2 N_{60}$$

El valor de q_p será limitado a un máximo de 60ksf salvo que se justifique el empleo de valores mayores por medio de pruebas de carga.

Suelos no cohesivos con valores SPT N₆₀ mayores a 50 golpes/pie deberán ser tratados como geo-materiales intermedios (IGM), y la resistencia por punta se estimará mediante la siguiente formula (F.100):

$$q_p = 0.59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma_v} \right) \right]^{0.8} \sigma_v$$

Donde:

P_a = Presión atmosférica (2.12ksf)

σ_v = Esfuerzo vertical efectivo en el suelo en el punto medio del estrato (ksf)

3.1.2.4.3 Capacidad geotécnica – pilotes estribo izquierdo

a. Capacidad de carga axial

Geometría del pilote

Sección circular

D = 1.00 m (Diámetro o lado)

D_b = 1.00 m (Diámetro de la base)

A_b = 0.79 m² (Área de la base)

P = 3.14 m (Perímetro)

S = 3.00 m (Separación entre pilotes)

Factores de resistencia

Suelo Cohesivo

$\phi_s = 0.45$ Factor de resistencia lateral

$\phi_p = 0.40$ Factor de resistencia por punta

Suelo No Cohesivo

$\phi_s = 0.55$ Factor de resistencia lateral

$\phi_p = 0.50$ Factor de resistencia por punta

Factor de Eficiencia

$n = 0.78$

$n = 0.67$ para $S = 2.5D$

$n = 1.00$ para $S = 4D$

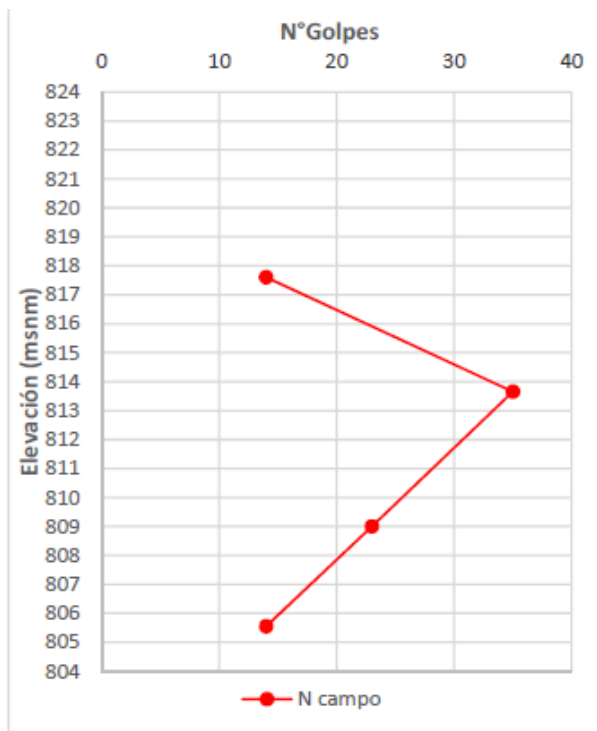


Figura 91: Ensayo SPT (Estrubo izquierdo)

Cuadro 46.

Cálculos Estribo Izquierdo

Cota (msnm)	Z (m)	σ_v (Mpa)	Tipo / Material	α ó β	qs (Mpa)	Rs (t)	Ø.Rs (t)	ΣØ.Rs (t)	qp (Mpa)	Rp (t)	Ø.Rp (t)	Rr=Ø.Rn (t)	n.Rr (t)
817.0	0.00												
816.8	0.20	0.00	Gravas / GM	1.20	0.00	0.1	0.0	0.0	1.32	105.8	52.9	53.0	41.3
816.0	1.00	0.01	Arcillas / ML	0.47	0.11	27.9	12.6	12.6	1.66	132.6	53.1	65.7	51.2
815.6	1.40	0.01	Arenas / SM	1.20	0.01	1.9	1.0	13.6	1.32	105.8	52.9	66.5	51.9
815.0	2.00	0.02	Arcillas / ML	0.47	0.11	20.9	9.4	23.0	1.93	154.7	61.9	84.9	66.2
814.3	2.70	0.02	Arenas / SP-SM	1.13	0.03	6.0	3.3	26.3	1.32	105.8	52.9	79.3	61.8
814.0	3.00	0.03	Arcillas / ML	0.47	0.11	10.5	4.7	31.0	2.07	165.8	66.3	97.4	75.9
813.7	3.35	0.03	Arenas / SP-SM	1.06	0.03	3.8	2.1	33.2	2.01	161.1	80.5	113.7	88.7
813.6	3.45	0.03	Arcillas / ML	0.47	0.11	3.5	1.6	34.7	2.07	165.8	66.3	101.0	78.8
813.1	3.90	0.04	Arenas / SP-SM	1.03	0.04	5.5	3.0	37.8	1.32	105.8	52.9	90.7	70.7
813.0	4.00	0.04	Arcillas / ML	0.47	0.11	3.5	1.6	39.3	2.07	165.8	66.3	105.6	82.4
812.9	4.10	0.04	Arcillas / ML	0.47	0.11	3.5	1.6	40.9	2.07	165.8	66.3	107.2	83.6
812.0	5.00	0.05	Arenas / SP-SM	0.98	0.04	13.0	7.1	48.0	1.32	105.8	52.9	100.9	78.7
811.0	6.00	0.06	Arenas / SP-SM	0.93	0.05	16.5	9.1	57.1	1.32	105.8	52.9	110.0	85.8
810.0	7.00	0.07	Arenas / SP-SM	0.88	0.06	18.4	10.1	67.2	1.32	105.8	52.9	120.2	93.7
809.0	8.00	0.08	Arenas / SP-SM	0.83	0.06	20.2	11.1	78.3	1.32	105.8	52.9	131.2	102.4
808.0	9.00	0.09	Arenas / SP-SM	0.79	0.07	21.6	11.9	90.2	1.32	105.8	52.9	143.1	111.7

807.4	9.60	0.09	Arenas / SP-SM	0.75	0.07	13.6	7.5	97.7	1.32	105.8	52.9	150.6	117.5
Cota (msnm)	Z (m)	σ_v (Mpa)	Tipo / Material	α ó β	qs (Mpa)	Rs (t)	\emptyset.Rs (t)	$\Sigma\emptyset$.Rs (t)	qp (Mpa)	Rp (t)	\emptyset.Rp (t)	Rr=\emptyset.Rn (t)	n.Rr (t)
807.0	10.00	0.10	Gravas / GP	1.19	0.12	15.1	8.3	106.0	1.32	105.8	52.9	158.9	124.0
806.0	11.00	0.11	Arcillas / ML	0.55	0.08	24.7	11.1	117.1	1.26	100.9	40.4	157.5	122.8
805.6	11.45	0.11	Arenas / SP-SM	0.64	0.07	10.4	5.7	122.8	0.80	64.4	32.2	155.0	120.9
805.0	12.00	0.12	Arenas / SM	0.62	0.07	12.9	7.1	129.9	0.80	64.4	32.2	162.1	126.5
804.0	13.00	0.13	Arenas / SM	0.59	0.07	24.0	13.2	143.1	0.80	64.4	32.2	175.3	136.8

Fuente: Elaboración propia

La cota de socavación determinada en el estudio hidrológico e hidráulico se ha determinado en 817.00 m.s.n.m., desde la cual se considera el aporte geotécnico del pilote excavado.

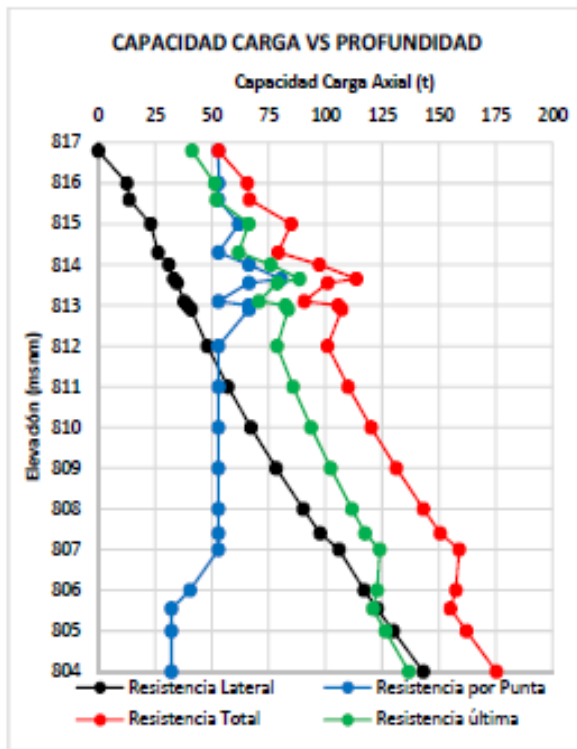


Figura 92: Capacidad Carga vs Profundidad

Según los resultados obtenidos se tiene que para la demanda $R_r = 129.23$ t, se satisface la capacidad geotécnica del pilote $\phi R_n = 136.8$ t en la cota 804.00 m.s.n.m

Cota superior del pilote = 824.00 m.s.n.m

Cota inferior del pilote = 804.00 m.s.n.m

Longitud total del pilote = 20.00 m

b. Asentamientos.

El asentamiento de la cabeza del pilote está dado por la formula (F.101):

$$St = \frac{B}{100} + \frac{Qva * L}{Ap * Ep}$$

Donde:

$B = 40.00$ pulg. (Diámetro del pilote)

$Qva = 120,581.75$ Lb (Carga Aplicada)

$Ap = 1,217.17$ pulg² (Área de la sección transversal del pilote)

$L = 800.00$ pulg (Longitud del pilote)

$Ep = 3,566,825.44$ Lb/pulg² (Modulo de elasticidad del pilote)

De donde obtenemos que:

$$St = 1.09 \text{ cm}$$

3.1.2.4.4 Capacidad geotécnica – pilotes estribo derecho

a. Capacidad de carga axial

Geometría del pilote

Sección circular

$D = 1.00$ m (Diámetro o lado)

$D_b = 1.00$ m (Diámetro de la base)

$A_b = 0.79$ m² (Área de la base)

$P = 3.14$ m (Perímetro)

$S = 3.00$ m (Separación entre pilotes)

Factores de resistencia

Suelo Cohesivo

$\phi_s = 0.45$ Factor de resistencia lateral

$\phi_p = 0.40$ Factor de resistencia por punta

Suelo No Cohesivo

$\phi_s = 0.55$ Factor de resistencia lateral

$\phi_p = 0.50$ Factor de resistencia por punta

Factor de Eficiencia

$n = 0.78$

$n = 0.67$ para $S = 2.5D$

$n = 1.00$ para $S = 4D$

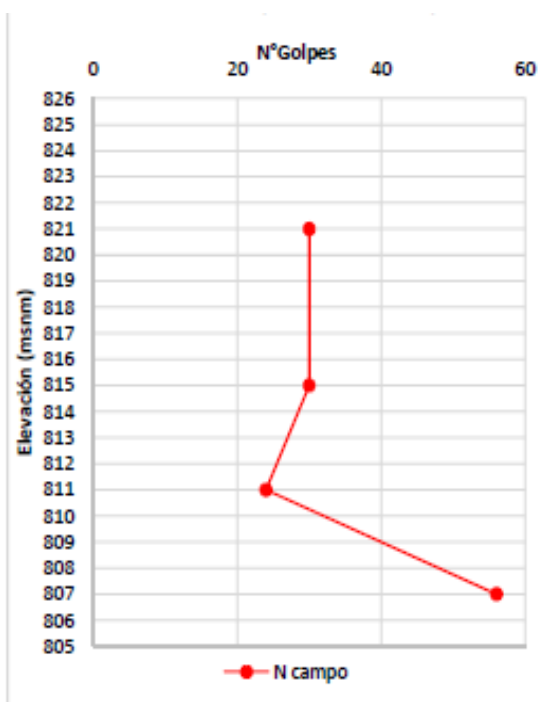


Figura 93: Ensayo SPT (Estribo derecho)

Cuadro 47.

Cálculos Estribo Derecho

Cota (msnm)	Z (m)	σ_v (Mpa)	Tipo / Material	α ó β	qs (Mpa)	Rs (t)	Ø.Rs (t)	ΣØ.Rs (t)	qp (Mpa)	Rp (t)	Ø.Rp (t)	Rr=Ø.Rn (t)	n.Rr (t)
817.0	0.00												
816.0	1.00	0.00	Arcillas ML	0.46	0.11	35.6	16.0	16.0	1.73	138.4	55.4	71.4	55.7
815.3	1.70	0.01	Arcillas ML	0.46	0.11	24.9	11.2	27.3	1.93	154.5	61.8	89.1	69.5
815.0	2.00	0.02	Arcillas OL	0.45	0.14	13.0	5.8	33.1	2.52	201.8	80.7	113.8	88.8
814.0	3.00	0.02	Arcillas OL	0.46	0.11	35.6	16.0	49.1	2.16	173.0	69.2	118.3	92.3
813.0	4.00	0.03	Arcillas OL	0.46	0.11	35.6	16.0	65.2	2.16	173.0	69.2	134.4	104.8
812.8	4.20	0.04	Arcillas OL	0.46	0.11	7.1	3.2	68.4	2.16	173.0	69.2	137.6	107.3
812.0	5.00	0.04	Arcillas ML	0.46	0.11	28.5	12.8	81.2	2.16	173.0	69.2	150.4	117.3
811.0	6.00	0.05	Arcillas ML	0.46	0.11	35.6	16.0	97.3	2.16	173.0	69.2	166.5	129.8
810.1	6.90	0.06	Arcillas ML	0.46	0.11	32.1	14.4	111.7	2.16	173.0	69.2	180.9	141.1
810.0	7.00	0.07	Arenas SM	0.86	0.06	1.8	1.0	112.7	1.72	138.0	69.0	181.7	141.7
809.0	8.00	0.07	Arenas SM	0.83	0.06	19.2	10.5	123.2	1.72	138.0	69.0	192.3	150.0
808.4	8.60	0.06	Arenas SM	0.80	0.06	12.2	6.7	129.9	1.72	138.0	69.0	199.0	155.2
808.0	9.00	0.08	Arenas / SP-SM	0.77	0.07	8.4	4.6	134.6	1.45	115.8	57.9	192.5	150.1
807.0	10.00	0.09	Arenas / SP-SM	0.75	0.07	21.8	12.0	146.6	1.47	117.6	58.8	205.4	160.2
806.0	11.00	0.10	Arenas / SP-SM	0.71	0.07	22.9	12.6	159.2	1.50	119.9	60.0	219.1	170.9
805.0	12.00	0.11	Arenas / SP-SM	0.67	0.07	23.8	13.1	172.2	1.52	122.1	61.1	233.3	182.0

La cota de socavación determinada en el estudio hidrológico e hidráulico se ha determinado en 817.00 m.s.n.m., desde la cual se considera el aporte geotécnico del pilote excavado.

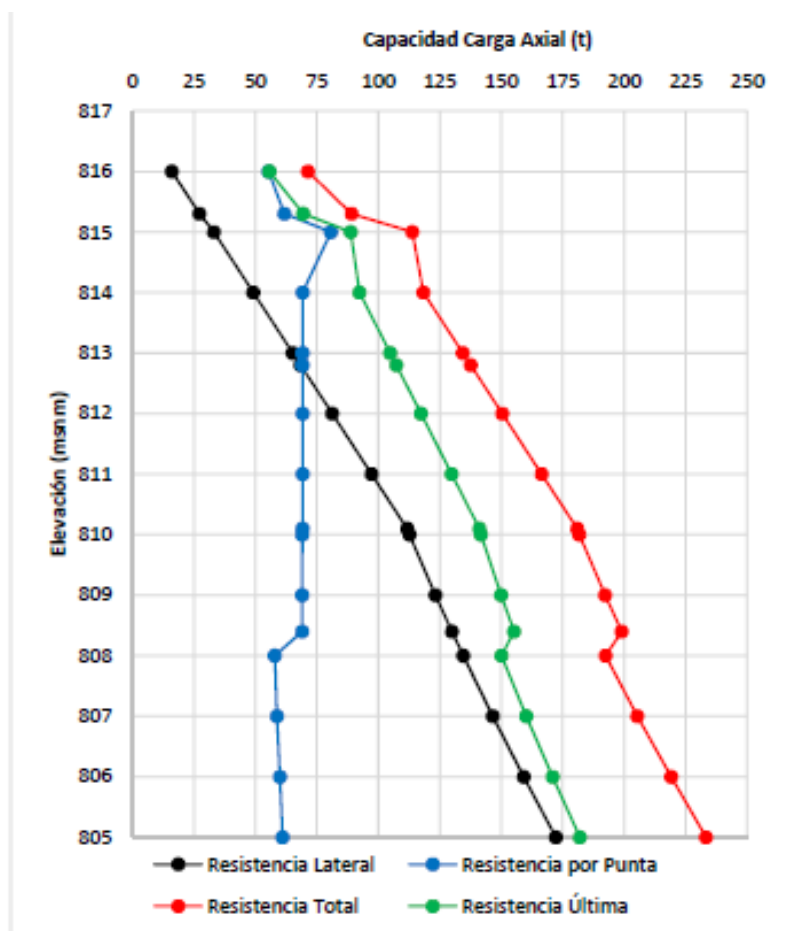


Figura 94: Capacidad Carga vs Profundidad

Según los resultados obtenidos se tiene que para la demanda $R_r = 129.23$, se satisface la capacidad geotécnica del pilote $\phi R_n = 129.8$ t en la cota 811.00 m.s.n.m., por seguridad se desplazará el pilote en un estrato más resistente ubicado en la cota 809.00 m.s.n.m.

Cota superior del pilote = 824.00 m.s.n.m

Cota inferior del pilote = 809.00 m.s.n.m

Longitud total del pilote = 15.00 m

b. Asentamientos

El asentamiento de la cabeza del pilote está dado por la formula (F.101):

$$St = \frac{B}{100} + \frac{Qva * L}{Ap * Ep}$$

Donde:

$B = 40.00$ pulg. (Diámetro del pilote)

$Q_{va} = 132,216.84$ Lb (Carga Aplicada)

$A_p = 1,217.17$ pulg² (Área de la sección transversal del pilote)

$L = 600.00$ pulg (Longitud del pilote)

$E_p = 3,566,825.44$ Lb/pulg² (Modulo de elasticidad del pilote)

De donde obtenemos que:

$$S_t = 1.06 \text{ cm}$$

3.1.2.4.5 Diseño estructural

Para la verificación de la armadura del refuerzo en los pilotes de los estribos ($A_s = 16\varnothing 1''$ y $A_v = \varnothing 1/2''$ S = 0.10 m), se utilizó el software SAP 2000 a partir del modelo de análisis del estribo.

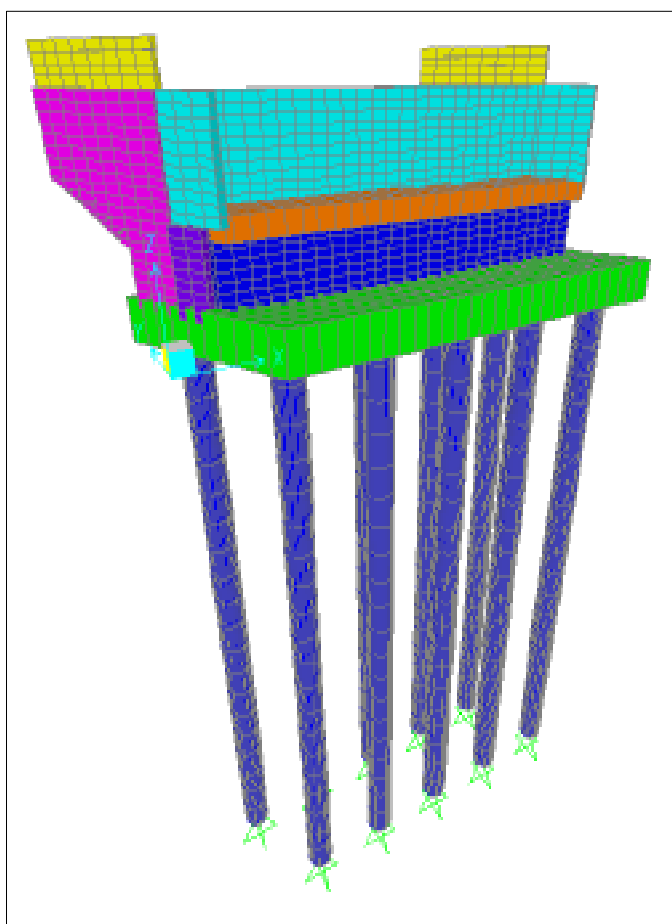


Figura 95: Modelo Usado para el Análisis

Solicitaciones de diseño

Las solicitaciones a la que está sometido el pilote más esforzado se presenta a continuación:

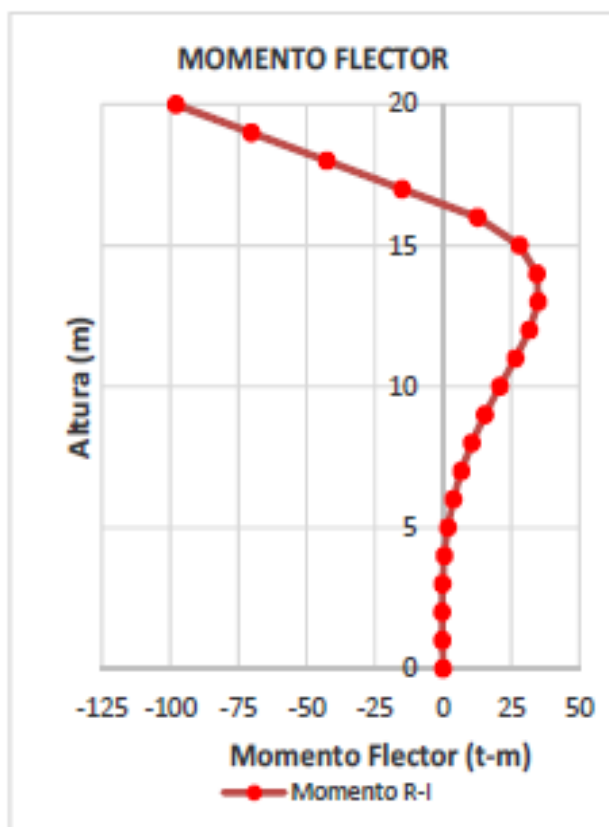


Figura 96: Momento Flector del pilote

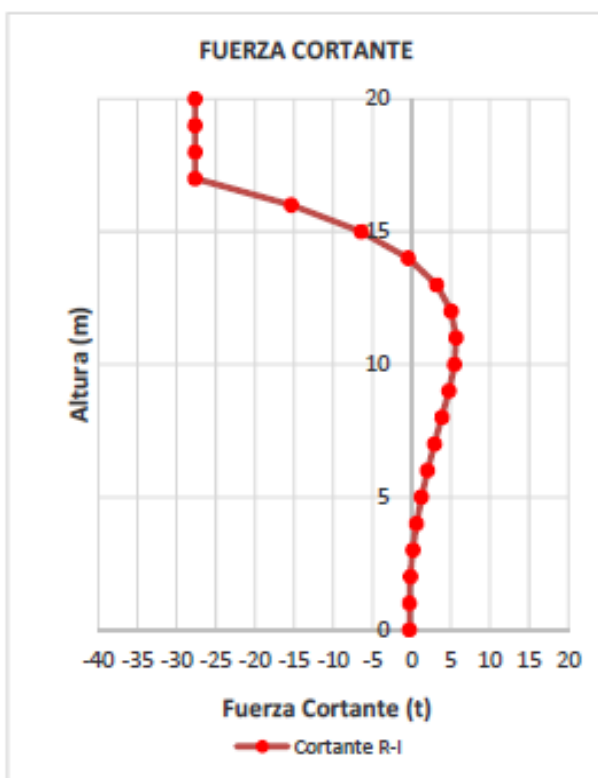


Figura 97: Fuerza Cortante del pilote

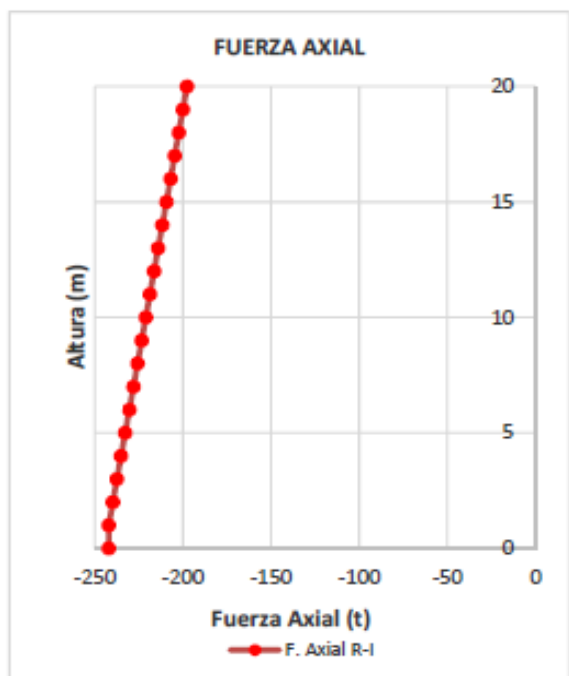


Figura 98: Fuerza Axial del pilote

Verificación del refuerzo

Considerando que los pilotes tienen un reforzamiento que corresponde a una cuantía de 1% ($16\phi 1''$), se determinó que para la armadura provista el máximo índice demanda/capacidad corresponde al estado flexo-compresión con un índice máximo $D/C = 0.745 < 1.00$ ok

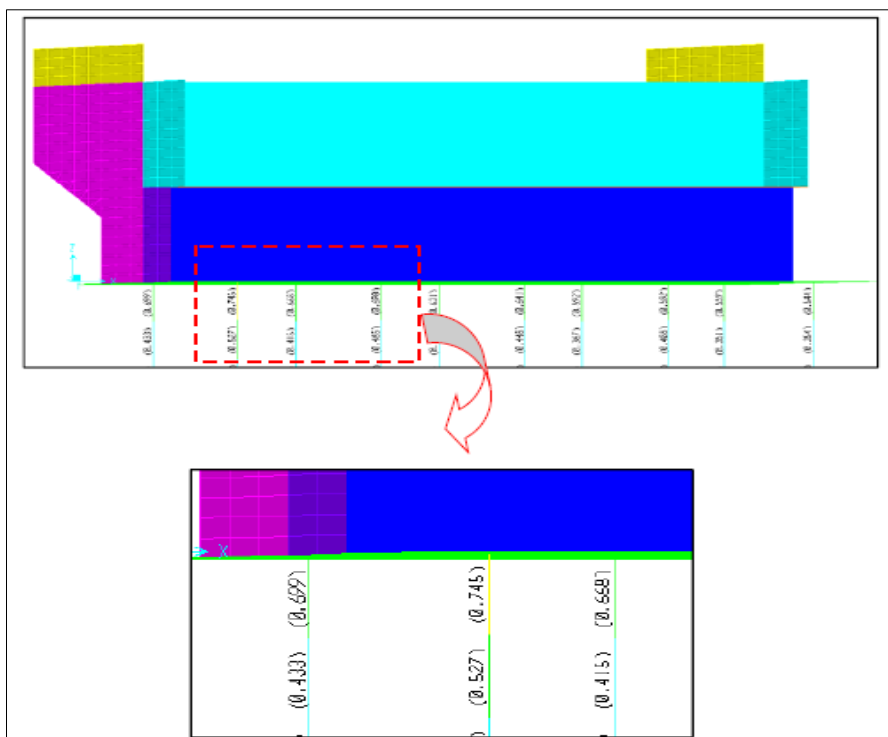


Figura 99: Detalle del Modelo de Análisis Local del Estribo Mostrando los Índices Demanda/Capacidad en pilotes (D/C máx. = $0.745 < 1.00$ ok)

Pilote excavado D = 1.00 m, As = 16Ø1", Av = Ø1/21" S = 0.10 m

Concrete Column Check Information (ACI 318-05/IBC2003)

Frame ID: 1979 Analysis Section: C-1.00
 Design Code: ACI 318-05/IBC2003 Design Section: C-1.00

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
RESISTENC	0.00	0.745	0.000	0.000
RESISTENC	0.13	0.705	0.000	0.000
RESISTENC	0.25	0.673	0.000	0.000
RESISTENC	0.38	0.649	0.000	0.000
RESISTENC	0.50	0.625	0.000	0.000
RESISTENC	0.63	0.600	0.000	0.000
RESISTENC	0.75	0.576	0.000	0.000

Modify/Show Overwrites:

Display Details for Selected Item:

Display Complete Details:

Stylesheet: Default

Concrete Design Data: ACI 318-05/IBC2003

File

Units: Ton, m, C

ACI 318-05/IBC2003 COLUMN SECTION DESIGN Type: Squat Special Units: Ton, m, C (Summary)

L=1.000
 Element : 1979 B=1.000 D=1.000 dc=0.000
 Station Loc : 0.000 E=2509980.00 Fc=2800.000 Lt.Ut. Fac.=1.000
 Section ID : C-1.00 Fy=42184.178 Fys=42184.178
 Combo ID : RESISTENCIA Ia RLLF=1.000

Phi(Compression-Spiral): 0.700
 Phi(Compression-Tied): 0.650
 Phi(Tension Controlled): 0.900
 Phi(Shear): 0.750
 Phi(Seismic Shear): 0.600
 Phi(Joint Shear): 0.850

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3

Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0.745	197.683	-140.689	-12.853	8.943	8.943

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS

	Cn Factor	Delta_ms Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length
Major Bending(M3)	1.000	1.437	1.000	1.000	20.000
Minor Bending(M2)	1.000	1.437	1.000	1.000	20.000

SHEAR DESIGN FOR U2,U3

	Design Rebar	Shear Vu	Shear phi=0c	Shear phi=0s	Shear Up
Major Shear(U2)	0.000	1.264	55.437	0.000	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	27.637	55.437	0.000	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuBot	Shear phi=0c	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

Figura 100: Resultados del SAP 2000

3.1.3 Presentación de resultados

3.1.3.1 Tablero

3.1.3.1.1 De los materiales a utilizar

Concreto armado

Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.1.3.1.2 De la geometría

Ancho de calzada : 8.40 m

Peralte de losa : 0.20 m

Ancho de veredas : 1.25 m

Peralte de veredas : 0.20 m

3.1.3.1.3 De la armadura en losas y veredas

Armadura en primer tramo interior de losa:

Acero principal : $A_s = 5.85 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.20\text{m}$

Acero transversal : $A_s = 3.92 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.30\text{m}$

Armadura en apoyo interior de losa:

Acero principal : $A_s = 12.17 \text{ cm}^2$ Usar: $1\emptyset 1/2'' + 1\emptyset 5/8'' @ 0.25\text{m}$

Acero transversal : $A_s = 1.80 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$

Armadura en segundo tramo interior de losa:

Acero principal : $A_s = 7.90 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.15\text{m}$

Acero transversal : $A_s = 5.29 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25\text{m}$

Armadura en voladizo:

Acero principal : $A_s = 5.10 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25\text{m}$

Acero transversal : $A_s = 1.80 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$

Armadura en veredas:

Acero principal : $A_s = 5.10 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2'' @ 0.25\text{m}$

Acero transversal : $A_s = 1.80 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$

3.1.3.2 Vigas metálicas

3.1.3.2.1 De los materiales a usar

Vigas longitudinales

Acero estructural ASTM A709 G-50

Resistencia a la Fluencia: $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

Rigidizadores intermedios y de apoyo

Acero estructural ASTM A709 G-36

Resistencia a la Fluencia: $f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$

Vigas diafragma

Acero estructural ASTM A709 G-36

Resistencia a la Fluencia: $f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$

Conectores de corte (STUDS)

Acero estructural ASTM A108

Resistencia a la Fluencia: $f_y = 3500 \text{ Kg/cm}^2$

3.1.3.2.2 De la geometría**Vigas longitudinales**

El diseño final corresponde a secciones de perfil tipo “I”, las dimensiones de cada sección se presentan a continuación:

Sección I

bfs=	0.35	Ancho del ala superior
tfs=	0.025	Espesor del ala superior
hw=	1.80	Altura del alma
tw=	0.0125	Espesor del alma
bfi=	0.55	Ancho del ala inferior
tfi=	0.025	Espesor del ala inferior

Sección II

bfs=	0.35	Ancho del ala superior
tfs=	0.032	Espesor del ala superior
hw=	1.80	Altura del alma
tw=	0.0125	Espesor del alma
bfi=	0.55	Ancho del ala inferior
tfi=	0.032	Espesor del ala inferior

Sección III

bfs=	0.35	Ancho del ala superior
tfs=	0.032	Espesor del ala superior
hw=	1.80	Altura del alma
tw=	0.0125	Espesor del alma
bfi=	0.55	Ancho del ala inferior

$t_{fi} = 0.038$ Espesor del ala inferior

Rigidizadores

El diseño corresponde a placas simples soldadas a la viga metálica. El rigidizador o atezador de apoyo consistirá en dos placas soldadas a lo largo de toda la viga en la sección de los apoyos de las vigas longitudinales.

De apoyo

Ancho del rigidizador de apoyo $b_t = 165\text{mm}$

Espesor del rigidizador de apoyo $t_p = 25.0\text{mm}$

Intermedios

Ancho del rigidizador intermedio $b_t = 125\text{mm}$

Espesor del rigidizador intermedio $t_p = 8.00\text{mm}$

Vigas diafragma

El diseño final corresponde a secciones de perfil tipo “C”, las dimensiones de cada sección se presentan a continuación:

De apoyo

$t_2 = 0.10$ Ancho del ala superior (m).

$t_3 = 0.60$ Altura del alma (m).

$t_f = 0.0125$ Espesor del ala superior e inferior (m).

$t_w = 0.0125$ Espesor del alma (m).

Interior

$t_2 = 0.10$ Ancho del ala superior (m).

$t_3 = 0.60$ Altura del alma (m).

$t_f = 0.0125$ Espesor del ala superior e inferior (m).

$t_w = 0.0125$ Espesor del alma (m).

Conectores de corte

El diseño final corresponde pernos tipo STUDS:

Diámetro de los STUDS : $\varnothing 7/8''$

Longitud de los STUDS : 5"

Distribución Longitudinal: 39@ 0.25, 32@ 0.30, 11@ 0.40, 11@ 0.40, 32@0.30,
39@0.25

Distribución transversal : 3

3.1.3.3 Deflexiones

Deflexión por Cargas P.	:	26.47 cm
Deflexión por Carga Viva	:	3.07 cm
Deflexión Total	:	29.96 cm
Contraflecha	:	30.00 cm

3.1.3.4 Dispositivos de apoyo

3.1.3.4.1 De los materiales a utilizar

El material a utilizar será Neopreno de dureza : 60 SHORE

3.1.3.4.2 De la geometría

Las dimensiones del Neopreno serán:

Longitud	:	32.50 cm
Ancho	:	55.00 cm
Espesor total	:	14.40 cm

3.1.3.5 Estribos

3.1.3.5.1 De los materiales a utilizar

Concreto armado

Resistencia a la compresión $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.1.3.5.2 De la geometría

Altura total del estribo	H	=	6.00	m
Altura de elevación	h1	=	4.80	m
Altura de cimentación	h2	=	1.20	m
Ancho de base de cimentación	B	=	5.00	m
Talón anterior	b1	=	2.25	m
Talón posterior	b2	=	2.25	m
Espesor de pantalla inferior	ti	=	0.50	m
Espesor de pantalla superior	ts	=	0.50	m
Otras dimensiones	a	=	1.10	m
	b	=	0.30	m
	c	=	2.50	m
	d	=	0.60	m

$$e = 0.00 \text{ m}$$

$$f = 0.30 \text{ m}$$

$$g = 0.60 \text{ m}$$

3.1.3.5.3 De la armadura

Armadura en la pantalla:

Cara anterior

Acero horizontal : $As = 7.50 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.25\text{m}$

Acero vertical : $As = 7.50 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.25\text{m}$

Cara posterior

Acero horizontal : $As = 7.50 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.25\text{m}$

Acero vertical : $As = 10.72 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 3/4''@0.25\text{m}$

Armadura del parapeto:

Cara anterior

Acero horizontal : $As = 5.33 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.20\text{m}$

Acero vertical : $As = 5.92 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.20\text{m}$

Cara posterior

Acero horizontal : $As = 8.91 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.15\text{m}$

Acero vertical : $As = 5.92 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.20\text{m}$

Armadura de aleros:

Cara anterior

Acero horizontal : $As = 7.50 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.25\text{m}$

Acero vertical : $As = 7.50 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.25\text{m}$

Cara posterior

Acero horizontal : $As = 12.21 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.15\text{m}$

Acero vertical : $As = 10.88 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.15\text{m}$

Armadura de viga cabezal:

Cara superior

Acero longitudinal : $As = 9.00 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.20\text{m}$

Acero transversal : $As = 9.00 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.15\text{m}$

Cara inferior

Acero longitudinal : $As = 10.90 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 5/8''@0.175\text{m}$

Acero transversal : $As = 9.00 \text{ cm}^2$ Usar: $\emptyset 1/2''@0.15\text{m}$

Armadura de zapata:

Cara superior

Acero longitudinal	:	As = 20.42 cm ²	Usar: Ø1”@0.25m
Acero transversal	:	As = 22.72 cm ²	Usar: 2Ø3/4”@0.25m

Cara inferior

Acero longitudinal	:	As = 18.00 cm ²	Usar: Ø1”@0.25m
Acero transversal	:	As = 19.38 cm ²	Usar: 2Ø3/4”@0.25m

3.1.3.6 Pilotes

3.1.3.6.1 De los materiales a utilizar

Concreto armado

Resistencia a la compresión $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

Resistencia a la fluencia $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.1.3.6.2 De la geometría

Diámetro	D	=	1.00	m
Longitud Izquierdo	h1	=	20.00	m
Longitud Derecho	h2	=	15.00	m

3.1.3.6.3 De la armadura

Acero horizontal	:	Av = Ø1/2”@0.10m
Acero vertical	:	As = 16 Ø1”

3.2 Discusión

3.2.1 Propuesta del diseño del puente sobre el río Yuracyacu

Del análisis se logró determinar que una estructura de sección compuesta es la estructura indicada para el diseño y construcción de un puente sobre el río Yuracyacu. En la alternativa propuesta se economizará en encofrado y falso puente, su construcción se realizará en un menor tiempo debido a las vigas longitudinales de acero, los cuales no necesitarán de un tiempo determinado para adquirir una resistencia adecuada como en el caso del concreto, puesto que ya vienen prefabricados y solo necesitarían de soldadura y arriostres temporales durante su colocación; además solo contará con un tramo, hecho que no obstruirá el cauce del río garantizando su estabilidad, caso que no ocurre con otros tipos de estructuras que requerirán de pilares intermedios como es el caso de puentes viga-losa de concreto armado o puentes tipo losa, otros tipos de estructura podrían funcionar correctamente pero son más costosos debido a que el material predominante de los elementos que lo conforman es el acero, el cual tiene un precio mucho más elevado, por tal motivo una estructura intermedia

en costo y buen funcionamiento tanto estructural como hidráulico es uno de sección compuesta

En este aspecto se efectuará un análisis detallado de la aplicación de los aspectos teóricos planteados para lograr una solución mediante un puente real; en ese sentido tenemos que, habiéndose concluido todos los procesos de cálculo para el diseño del Puente sobre el río Yuracyacu en la Localidad de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja, se ha cumplido con los objetivos, los cuales son analizar el comportamiento de los elementos estructurales que conforman el puente de sección compuesta y efectuar las verificaciones estructurales de los mismos, y el diseño en acero y concreto del puente de sección compuesta acorde con la normatividad vigente.

En base a los resultados del análisis estructural y efectuando las combinaciones de cargas del manual de diseño de puentes del MTC, se ha determinado que bajo la acción de la sobrecarga vehicular HL-93 se generan momentos flectores mayores que mediante otro tipo de sobrecarga, esto se debe a la disposición de los elementos estructurales y también su posición en la estructura.

La verificación se centró en los componentes principales del puente. Como resultado se observó buen comportamiento de la estructura ante las solicitaciones

3.2.1.1 Losa de concreto armado

El diseño final responde a las solicitaciones que actúan sobre el tablero, teniendo en cuenta que muy independientemente de las cargas que actúan sobre ella, la magnitud de los momentos que se generan dependerá de la separación entre vigas planteada para la estructura, puesto que para una mayor separación entre vigas se generaran momentos de mayor magnitud; esto dependiendo de la configuración geométrica de la misma; por lo que fue necesario plantear una separación entre vigas que permita una correcta distribución de momentos en la losa

Siendo la carga viva vehicular la que genera momentos de mayor magnitud en el tablero. La losa del tablero ha sido analizada y diseñada en sentido perpendicular al tráfico como una estructura de concreto armado, ya que las vigas metálicas estarán colocadas en el sentido longitudinal y son quienes soportaran los efectos por flexión en ese sentido.

3.2.1.2 Vigas principales

El predimensionamiento de las vigas se realizó de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes del MTC; el peralte de las vigas resultó de 1.55m, dicho peralte fue modificado debido a que no cumplía con ciertos requisitos solicitados por la norma, por lo cual después de varios intentos, cumplió con un peralte de 1.80m. Un incremento en el peralte conduciría a elevar el costo del proyecto, también estaría la posibilidad de que este sujeto a efectos de pandeo torsional, hecho que implicaría la necesidad de contar tanto con atiesadores transversales como longitudinales para contrarrestar estos efectos; la ventaja estaría en el hecho de que se reduce la deflexión y por consiguiente la contraflecha. Un menor peralte reduce los costos y el riesgo del pandeo de las vigas, pero incrementa la deflexión y esto debido a una reducción del momento de inercia de sección, estando la probabilidad de que se sobrepase los límites permitidos, generando un posible riesgo durante el funcionamiento de la infraestructura.

Para Determinar la geometría de la viga metálica, queda descartada una sección tipo “C” debido a que las cargas se estarían aplicando en la dirección perpendicular a su plano de simetría generando así efectos de torsión y flexión y esto es porque el centro de corte actúa fuera del centro de gravedad de la misma, caso que no ocurre con una sección tipo “I” por tanto es la sección propuesta para las vigas, los cuales trabajarán mejor ante las solicitaciones. Las vigas principales cuentan con peralte constante y alas tanto superior en inferior de espesor variables, esta variación en las alas responde a la exigencia de las solicitaciones en las vigas, presentándose una menor magnitud de esfuerzos en la zona cercana a los apoyos, el cual va incrementándose a medida que se acerca a la zona central, por lo que es innecesario y antieconómico considerar un mismo espesor de alas para toda la viga.

a. Estado límite de resistencia

Verificación por flexión

En este caso fue necesario verificar si los esfuerzos debido a las solicitaciones están dentro de los límites de fluencia del elemento metálico; para ello primero se verificó si la sección es compacta o no para determinar si la viga podrá llegar al estado plástico sin sufrir los efectos de pandeo.

Cuadro 48.

Momentos factorados y momentos de fluencia

Distancia L/2=23.50 m	Sección	Mu (R-I) t-m	My t-m
0.00	1	0.00	1369.48
4.70	1	560.76	1284.91
9.40	2	997.52	1487.13
14.10	2	1306.36	1446.18
18.80	3	1490.29	1631.10
23.50	3	1551.70	1623.00

Fuente: Elaboración propia

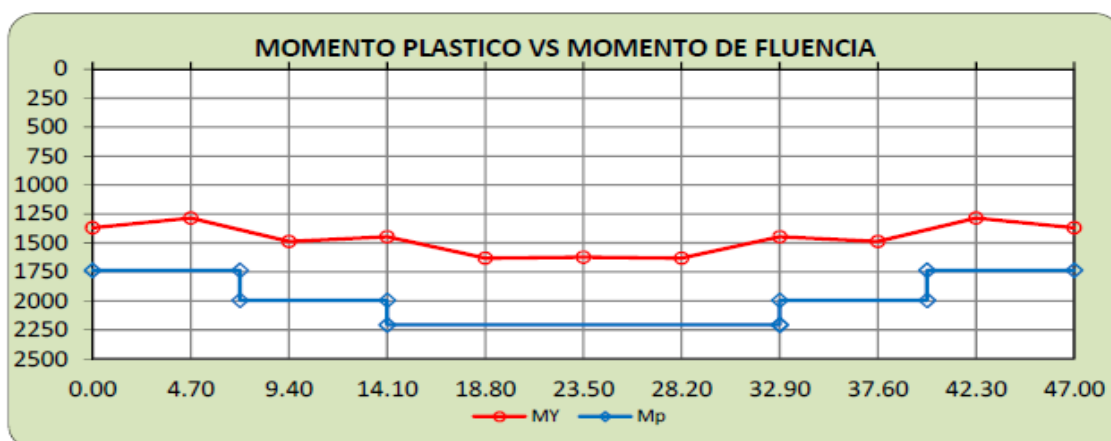


Figura 101: Momento plástico vs momento de fluencia

El momento plástico es el momento resistente de la sección cuando la viga está completamente en el estado de fluencia; mientras que el momento de fluencia se presenta cuando la viga empieza a entrar en el estado de fluencia.

Los resultados que se muestran en la figura 101 permiten constatar que los momentos producidos por las solicitaciones son menores que el momento plástico y el momento de fluencia, y de este modo podemos asegurar que las vigas principales estarán trabajando en el estado elástico; verificándose que la sección adoptada para las vigas es adecuada para resistir las solicitaciones por flexión.

b. Estado límite de servicio

Se analizaron los esfuerzos en flexión para las cargas de corta duración en la sección compuesta;

Esfuerzos en el Ala Superior de la Viga de Acero de la Sección Compuesta

Cuadro 49.

Esfuerzos en el ala superior de la viga de acero de sección compuesta

Distancia L/2=23.5 m	f_f t/m²
0.00	0.0
4.70	-10314.9
9.40	-15894.1
14.10	-20847.4
18.80	-23383.0
23.50	-24354.1

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en el Ala Inferior de la Viga de Acero de la Sección Compuesta

Cuadro 50.

Esfuerzos en el ala inferior de la viga de acero de sección compuesta

Distancia L/2=23.5 m	$f_f + f_l/2$ t/m²
0.00	0.0
4.70	13377.7
9.40	19804.6
14.10	25944.7
18.80	26210.0
23.50	27291.8

Fuente: Elaboración propia

Esfuerzos en las Alas Inferior y Superior de la Viga de Acero de la Sección no Compuesta

Cuadro 51.

Esfuerzos en ambas alas de la sección

Distancia L/2=23.5 m	$f_t = f_f + f_l/2$ t/m2	Distancia L/2=23.5 m	$f_b = f_f + f_l/2$ t/m2
0.00	0.0	0.00	0.0
4.70	-9269.1	4.70	9099.8
9.40	-14085.6	9.40	13357.7
14.10	-18487.3	14.10	17532.0
18.80	-20704.4	18.80	17728.0
23.50	-21567.1	23.50	18466.7

Fuente: Elaboración propia

De los valores mostrados en los cuadros 49, 50, 51, el cual muestra los esfuerzos producidos en el ala superior e inferior de la viga metálica en diferentes tramos; se puede determinar que los esfuerzos producidos en las alas superior e inferior de las vigas principales, tanto para la sección compuesta como para la sección no compuesta, son menores que los esfuerzos que la sección es capaz de resistir, confirmando así que dichos resultados están dentro de los límites requeridos por la AASHTO y que la estructura trabajará sin sobreesforzarse en condiciones de servicio regular; por tanto la sección adoptada para las vigas será suficiente para resistir la solicitaciones.

c. Estado límite de fatiga

Cuadro 52.

Resumen de fuerzas cortantes últimas y fuerza cortante nominal

Distancia L/2 = 23.5 m.	Cortante	
	Vu tn	$\phi_n \cdot V_n$ tn
0.00	96.78	98.80
4.70	76.90	98.80
9.40	63.01	98.80
14.10	46.13	98.80
18.80	29.25	98.80
23.50	12.36	98.80

Fuente: Elaboración propia

Los resultados del cuadro 52 indican que las fuerzas cortantes que se producen en las vigas principales debido a las solicitaciones, son menores que los producidos durante el estado

plástico, por tanto los elementos no estarán sometidos a efectos de fatiga drásticos cuando se produzcan los esfuerzos más críticos; por consiguiente no sufrirá fractura durante el periodo de diseño del puente.

Como se podrá apreciar, el cortante último en cada tramo de viga es menor que el cortante nominal o cortante resistente; esto significa que el esfuerzo cortante requerido en la viga es menor que el esfuerzo máximo que la sección es capaz de soportar y por tanto según lo establecido por la AASHTO, no será necesario utilizar rigidizadores longitudinales para contrarrestar posibles efectos de pandeo y torsión.

3.2.1.3 Rigidizadores

La AASHTO recomienda diseñar rigidizadores transversales para garantizar la rigidez en las vigas. Su dimensionamiento fue realizado de acuerdo a lo especificado en el manual de diseño de puentes del MTC, adoptando una sección capaz de satisfacer los requerimientos mínimos ahí descritos; tales requerimientos son:

Rigidizadores Transversales Intermedios

$$b_t \geq 0.25b_f \qquad t_p \geq \frac{b_t}{16}$$

De donde se adoptó: $b_t = 125 \text{ mm}$ $t_p = 8.0 \text{ mm}$

Para poder determinar las propiedades del acero a utilizar en los rigidizadores, estos deben satisfacer los requisitos referentes a la tensión de pandeo del elemento; en los resultados se obtuvo una tensión de pandeo “ $F_{crs} = 250.00 \text{ Mpa}$ ”, este valor depende de la geometría adoptada para el rigidizador intermedio; la tensión de pandeo del elemento nos indica que se debe proponer un materia cuya resistencia a la fluencia sea superior o igual; por tanto se requiere utilizar Acero de grado G-36 cuya resistencia a la fluencia “ F_y ” es igual a 250MPa. Cuando procedemos a verificar el área requerida para los rigidizadores, obtenemos un valor de -26.25cm², el cual es negativo, esto significa que el área requerida es nula y por tanto las dimensiones adoptadas serán suficientes, debiendo dimensionarse solo por rigidez.

Del dimensionamiento por rigidez se obtuvo que la inercia del elemento es igual a 1205.70cm⁴, pero el valor calculado para el momento de inercia mínimo establecido por la AASHTO es de 195.30cm⁴; de estos dos valores se aprecia que la rigidez obtenida es mayor a lo mínimo establecido en los requerimientos por lo se puede decir que el diseño es satisfactorio por rigidez.

Estos rigidizadores absorberán el esfuerzo cortante que se producirá en las vigas principales, estas se colocarán a lo largo de la viga según el diseño logrado por rigidez.

Para los rigidizadores transversales de apoyo se proponen las siguientes dimensiones:

$$b = 165 \text{ mm}, \quad t = 25 \text{ mm}$$

Esto con la finalidad de evitar el pandeo de las placas utilizadas en los rigidizadores de apoyo; los resultados muestran que la resistencia nominal que se transmite es de 150.72 tn y la resistencia de la sección propuesta es de 188.85 tn; por tanto será capaz de resistir los efectos de las cargas y cualquier otro evento no previsto en el cálculo.

3.2.1.4 Vigas diafragma

Sus dimensiones fueron determinadas mediante tanteos sucesivos, con la finalidad de obtener una sección que sea capaz de resistir los efectos de las solicitaciones en la dirección transversal de la viga; debido a la longitud de las vigas principales, es necesario dotar de un elemento de arriostre que permita mantener el espaciamiento constante de las vigas longitudinales en todo el tramo.

Se escogió una sección tipo “C” para las vigas diafragma; para evitar el pandeo local en las vigas, esta sección es suficiente para contrarrestar los momentos producidos transversalmente.

Por recomendaciones de la AASHTO, se efectuó la verificación para el estado límite de resistencia con la finalidad de comparar los esfuerzos y constatar que se encuentra dentro del límite que demanda las propiedades de dicha sección metálica.

Momentos últimos

$$M_r = 33.1 \text{ t-m} > M_u = 16.76 \text{ t-m}$$

Se observa que el momento producido en los diafragmas son menores que el momento de fluencia propuesto para estos elementos, siendo las secciones propuestas suficientes para resistir las solicitaciones.

3.2.1.5 Conectores de corte

Los conectores de corte son necesarios para lograr una unión entre la estructura metálica y el tablero de concreto y así de esta manera obtener un comportamiento monolítico cuando se presenten las solicitaciones.

Los resultados de diseño muestran un total de 489 conectores distribuidos de la siguiente manera:

Se colocará tres filas de conectores distribuidos de la siguiente forma:

Ø 7/8x5": 39@ 0.25, 32@ 0.30, 11@ 0.40, 11@ 0.40, 32@0.30, 39@0M25

Número total de conectores: **n = 489 studs**

Se puede garantizar que la estructura mixta funcionará monolíticamente ante la acción de las solicitaciones durante su vida útil; de donde la distribución propuesta para el diseño final capaz de lograr ese objetivo.

3.2.1.6 Deflexiones

En el análisis se consideró la carga viva vehicular y la carga dinámica permisible, además fueron cargados todos los carriles, para así de esta manera producir que todos los componentes de apoyo se deflexionen igualmente. Se tomó la posición de la carga viva de la Combinación “I” de las cargas de servicio.

La deflexión por carga viva que se obtuvo como resultado es de 3.07 cm, el cual está dentro de lo permitido reglamentariamente ($L/800 = 5.88$ cm).

La Contraflecha calculada para la estructura, obedece al cálculo de la deflexión total, el cual tiene un valor de 29.86 cm y se propone una contraflecha superior de 30.00 cm con la finalidad de evitar deflexiones peligrosas y así garantizar el buen funcionamiento de las vigas metálicas durante la vida útil de la estructura.

3.2.1.7 Estribos

Sus dimensiones fueron determinadas mediante tanteos sucesivos, con la finalidad de obtener una sección que sea capaz de resistir los efectos de las solicitaciones.

El análisis se realizó con las combinaciones de carga de servicio y de resistencia, para posteriormente diseñar cada cara como elementos que trabajan a flexión, con las formulas ya establecidas en el concreto armado; haciendo la verificación por corte en cada caso.

3.2.1.8 Pilotes

Las dimensiones fueron determinadas según el estudio Geológico y Geotécnico establecidos. El análisis se realizó con las combinaciones de carga de servicio y de resistencia.

Primeramente se determinó las cargas admisibles, para posteriormente determinar la distribución de carga ultima por pilote. Después determinar cada uno de los esfuerzos admisibles.

Teniendo en cuenta la socavación de otros puentes cercanos, se pudo observar una socavación no menor de 9 metros, por lo cual se tuvo mucho en cuenta al momento de diseñar los pilotes.

Para la verificación de la armadura de refuerzo en los pilotes de los estribos se utilizó el software SAP 2000 a partir del modelo de análisis del estribo.

Considerando que los pilotes tienen un reforzamiento que corresponde a una cuantía del 1%, se determinó finalmente que la armadura provista el máximo índice demanda/capacidad corresponde al estado flexo-compresión con un índice máximo: $D/C=0.745 < 1.00$

CONCLUSIONES

La metodología LRFD establece un factor de amplificación para cada tipo de carga limitando su participación en el análisis y diseño mediante las diferentes combinaciones que dependen de la importancia que tienen durante el funcionamiento de la estructura, permitiendo obtener diseños confiables, garantizando seguridad y funcionamiento óptimo de los elementos que lo conforman; esta metodología se empleó para el análisis y diseño de la del puente sobre el Rio Yuracyacu de la Localidad de Nueva Cajamarca, Provincia de Rioja, Departamento de San Martín.

Para el diseño de la Superestructura del Puente de Sección Compuesta sobre el Rio Yuracyacu se tuvo en cuenta los estados límites que se especifican en la Teoría del marco teórico.

El análisis y diseño de la estructura proyectada, corresponde a un puente tipo sección compuesta; la estructura principal son las vigas metálicas con losa de tránsito de concreto armado, tiene una longitud total de 47 m, con un ángulo de esviajamiento de 30° , un ancho de calzada de 8.40 m y veredas de 1.25 m a cada lado, además se utilizara tubos STD de 2" y 3" para las barandas de sección combinada. El puente es de un solo tramo.

El puente proyectado tipo sección compuesta, permitirá la continuidad de la carretera donde fue proyectada; posteriormente unirá al sector de Monterrey con la Localidad de Nueva Cajamarca y con las demás localidades aledañas, y de este modo contribuirá con la integración de las comunidades que se encuentran dentro del ámbito de influencia del proyecto, al sistema vial departamental y facilitar una mayor comunicación e intercambio de actividades comerciales, culturales, asegurando de esta manera el progreso y desarrollo.

Teniendo en cuenta la geometría y la distribución de cargas que va a soportar el puente, se optó por una separación entre vigas es de $S=2.70$ m obteniendo de esta manera menores esfuerzos posibles en el tablero.

Las vigas metálicas trabajarán en el estado elástico y sin sobre esforzarse cuando se presenten las cargas de servicio, funcionando de manera segura durante su vida útil.

Para el análisis de los momentos flectores máximos que se producen en la sección transversal se ha utilizado el Software Sap2000; para la sección transversal los momentos máximos

positivos se generan a una distancia igual al 50% de la separación entre vigas, es decir en el punto medio; para efectos de diseño se ha añadido el 33% de impacto como especifica la AASHTO.

Se utilizó apoyos de neopreno de 32.5 cm. de longitud, 55.0 cm. de ancho y 14.4 cm. de espesor total; con placas de acero por su buen comportamiento a baja temperatura, mayor resistencia y menor deterioro a condiciones ambientales.

El modelo del estribo se ha realizado utilizando el SAP 2000, utilizando elementos tipo Shell para representar el encepado y cuerpo del estribo y muros laterales, trabajando con las combinaciones de cargas para hallar los momentos y cortantes correspondientes, para luego diseñarlos.

Los pilotes se analizaron con elementos tipo Frame apoyados horizontalmente en un medio elástico (a partir de los 4.00 m por debajo del fondo de cimentación) y verticalmente solo restricción vertical.

RECOMENDACIONES

El tipo de solución que se adopte en la construcción de un puente debe estar acorde con las necesidades y disponibilidad de materiales y mano de obra en el ámbito donde se desarrolle el proyecto.

Se recomienda realizar el correcto metrado de cargas para los diferentes elementos estructurales que conforman la superestructura del puente tipo sección compuesta, visto que de ello depende todo el diseño de la estructura.

La ejecución del proyecto deberá ceñirse estrictamente a las especificaciones técnicas y planos respectivos, previa verificación in situ de la resistencia del suelo de fundación, a fin de lograr una estructura de calidad, tanto para los vehículos como peatones y animales.

Para la etapa del análisis estructural del proyecto, se recomienda la utilización de cualquier software en ingeniería estructural, como ayuda para permitir la realización del modelamiento completo de la estructura a analizar, visto que en tales condiciones se obtienen resultados que se aproximan al comportamiento real. En esta etapa es importante el correcto ingreso de los datos y su interpretación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bibliografía

- Altamirano, C. (2013). *Diseño de la superestructura del puente vehicular sobre la quebrada Serrano, calle Arica en la localidad y distrito de Saposo, Provincia de Huallaga – San Martín*, informe de ingeniería para obtener el título profesional de ingeniero civil. Universidad Nacional de San Martín, Perú.
- Ampuero, J. & Alvarado, C. (2006). *Diseño de Puentes con AASHTO LRFD y Modulo Bridge del SAP2000*, Fondo Editorial ICG, Segunda Edición, Perú.
- Aranis. G. (2006). *Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado – Método AASHTO-LRFD*, ACI 2006, Lima.
- Bartra. J. (2012). *Propuesta de Diseño de un Puente de Sección Compuesta sobre el rio Alao*, Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Universidad Nacional de San Martín, Perú.
- Belmonte. H. (2001). *Puentes*, Cuarta Edición, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Bosio. J., Lopez. J., Gallo. E, Pastor. M., Lozada. P. (1994). *Puentes Análisis, Diseño y Construcción* - American Concrete Institute. Editorial ACI, Segunda Edición, Perú.
- Bowles. J. (1996). *Diseño de Acero Estructural*, Editorial Limusa, Cuarta Edición, México.
- Chavez. S. (2003). *Concreto Armado*, Universidad Nacional de San Martín – Facultad de Ingeniería Civil – Área de Estructuras, Tarapoto.
- AASHTO. (2012). *Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRDF*.
- Mehdi. M. (2002). *Puentes de Concreto Armado*, Editorial San Marcos, Perú.
- MTC. (2003). *Manual de diseño de Puentes*, Lima.
- Morales. R., Sapallanay. R. (2001). *Diseño de Superestructura Puentes de Sección Compuesta*, Primera Edición, Lima.
- Morales. R. (2006). *Diseño en Concreto Armado*, Editorial ICG, Tercera Edición, Perú.
- Rivera. E. (2003). *Cimentaciones de concreto armado en puentes*, Editorial san Marcos, Segunda edición, Perú.
- Rodriguez. A. (2012). *Puentes con AASHTO-LRFD 2010*, Quinta Edición – Perú.
- Trujillo. J. (2009). *Diseño Puentes*, Tercera Edición, Universidad Nacional de Santander – Colombia.

Zuzunaga. R. (2014). *Análisis y Diseño de la superestructura sobre el rio Soritor, Distrito de San Fernando, Provincia de Rioja, Departamento de San Martin*, informe de ingeniería para obtener el título profesional de ingeniero civil. Universidad Nacional de San Martin, Perú.

Linkografía

www.construaprende.com/tesis06/capitulo-3, Actualización 14/10/2010, visita 05/11/2015.

<https://es.wikipedia.org/wiki/Puente9>, Actualización 26/03/2003, visita 10/11/2015.